

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL  
ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA CIVIL

TRABAJO DE DISERTACIÓN PREVIO A LA  
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA DE DISERTACIÓN:

Diseño de edificios altos por cargas de viento.

AUTOR:

Alejandro Toledo F.

DIRECTOR:

Ing. Marcelo Guerra A.

Quito, 2015

# CONTENIDO

Contenido .....	2
Resumen.....	22
Alcance .....	24
Objetivo General .....	25
Objetivos Específicos .....	26
1 Introducción .....	27
1.1 Definiciones .....	28
1.2 Introducción al estudio de diseño estructural de edificios de altura .....	30
1.2.1 Sistemas de Edificación.....	30
1.2.1.1 Sistema de Diagonales Excéntricas en un edificio. (SkycrapersCity, 2014) .....	31
1.2.1.2 Foto del Sistema de reforzamiento con diagonales exteriores. (The New Zealand Digital Library, 2014) .....	32
1.2.1.3 Foto de Placas de hormigón colocándose una encima de otra. (Placas Alveolares, 2014) .....	34
2 Introducción al diseño con cargas de viento en edificios .....	35
2.1.1 Definiciones según la Norma ASCE 7 – 10 .....	35
2.1.2 Requisitos generales .....	36
2.1.2.1 Materiales Estructurales convenientes de acuerdo a la altura de la edificación.(Rodríguez, Héctor Soto, 2009).....	37
2.2 Acción del viento en la Ciudad de Quito.....	38
2.2.1.1 Gráfico de Isótaca del Ecuador con período de retorno de 50 años. (Ing. Alex Hurtado, 2013).....	39
2.3 Acciones Generadas por el Viento y Estructuración.....	41

2.3.1	Incidencia del viento en edificios, considerando las características de la ciudad de Quito.....	41
2.3.1.1	Gráfico Fuerza de viento analizada en el centro de la fachada. (Ing. José María Canciani, Arq. Cecilia Cej, 2009) .....	41
2.4	Tipologías estructurales resistentes a viento.....	43
2.4.1.1	Foto del Sistema de construcción con Placas de Hormigón prefabricadas. (Edificae Vilssa, 2014).....	45
2.4.1.2	Foto del Sistema de Diagonales Exteriores. (Universidad Nacional de Colombia, 2014) .....	46
2.5	Fallas estructurales por efectos del viento.....	47
2.5.1.1	Cuadro de características de las estructuras según su material.(Rodríguez, Héctor Soto, 2009).....	47
2.5.1.2	Foto de edificio volteado por falla de su cimentación. (Edificae Vilssa, 2014) .....	49
3	Estudio de la Normativa Nacional e Internacional considerando efectos de viento y sismo. ....	50
3.1	Diseño estructural considerando la acción sísmica de acuerdo a la NEC 11 . .....	50
3.2	Diseño estructural considerando cargas de viento con la Norma ASCE 7 – 10 .....	54
3.2.1.1	Cuadro de Ruta para diseño con cargas de viento según ASCE 7 – 10. (ASCE, 2010).....	55
3.2.1.2	Tabla con valores del Factor de dirección de viento. (ASCE, 2010). .....	57
3.2.1.3	Cuadro de valores del coeficiente de topografía para la categoría de Exposición C. (ASCE, 2010).....	59

3.2.1.4	Cuadro de Parámetros de sobre aceleración por efectos topográficos (ASCE, 2010) .....	59
3.2.1.5	Cuadro de Coeficientes de presión interna. (ASCE, 2010) .....	60
3.2.2	Cargas de viento en edificios – Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (Wind loads on buildings – Main Wind Force Resisting System, MWFRS), Procedimiento Direccional – Directional Procedure.....	61
3.2.2.1	Gráfico de Aplicación de cargas de viento mínimas. (Williams, 2014) .....	62
3.2.2.2	Gráfico de Casos de combinaciones de cargas de viento para diseño. (Williams, 2014).....	63
3.2.2.3	Gráfico de Requerimientos para casos de carga de viento para Casos A, B, C, D, E. (ASCE, 2010) .....	70
3.2.2.4	Gráfico de Requerimientos para casos de carga de viento para Caso F. (ASCE, 2010) .....	71
3.2.3	Cargas de viento en edificios – Procedimiento de Recinto (Wind loads on buildings – MWFRS, Envelope Procedure). ....	72
3.2.4	Cargas de Viento – Componentes y Revestimientos (Components Wind loads – Components and Claddings, C&C) .....	72
3.2.5	Procedimiento de Túnel de Viento – Wind Tunnel Procedure .....	75
3.3	Diseño Estructural considerando cargas de viento utilizando la Norma Complementaria Mexicana.....	79
3.3.1	Criterios de Análisis .....	79
3.3.2	Clasificación de las construcciones.....	79
3.3.3	Efectos del viento que deben considerarse .....	81
3.3.4	Procedimientos para determinar las acciones por viento .....	83

3.3.5	Categorías de terrenos y clases de estructuras. ....	84
3.3.5.1	Cuadro de clasificación de estructura según su tamaño. (INIFED, 2011) .....	84
3.3.5.2	Cuadro de Categoría de terreno según su rugosidad. (INIFED, 2011) .....	85
3.3.5.3	Gráfico de clasificación de categorías de terreno según su rugosidad. (INIFED, 2011) .....	86
3.3.6	Determinación de la velocidad de diseño, $V_D$ .....	86
3.3.7	Factor de Topografía, $F_T$ .....	87
3.3.7.1	Gráfico de Formas Topográficas Locales. (INIFED, 2011).....	87
3.3.7.2	Cuadro de valores de Factor de Topografía Local, $F_T$ . (INIFED, 2011) .....	88
3.3.8	Factor de Exposición, $F_a$ .....	88
3.3.8.1	Cuadro de Valores del Factor de Tamaño, $F_C$ . (INIFED, 2011) ...	89
3.3.9	Factor de Rugosidad y Altura, $F_{rz}$ . ....	89
3.3.9.1	Cuadro de valores para $\alpha$ y $\delta$ . (INIFED, 2011) .....	90
3.3.10	Velocidad Regional, $V_R$ .....	90
3.3.11	Presión Dinámica en la Base.....	91
3.3.11.1	Cuadro de valores de la presión barométrica con relación a la altura. (INIFED, 2011) .....	92
3.3.12	Análisis Estático .....	93
3.3.13	Presiones y Fuerzas debidas a la acción del viento.....	94
3.3.13.1	Gráficos de parámetros de construcción de una estructura cerrada en su planta. (INIFED, 2011).....	96
3.3.13.2	Gráfico de definición de zonas para aplicación de los coeficientes de presión externa. (INIFED, 2011).....	97

3.3.14	Presiones exteriores.....	97
3.3.14.1	Cuadro de valores del coeficiente de presión externa, $C_{ep}$ . (INIFED, 2011) .....	98
3.3.14.2	Cuadro de valores de $C_{ep}$ , aplicables a muros de construcciones rectangulares, regulares y cerrados en planta. (INIFED, 2011) .....	99
3.3.14.3	Cuadro de valores del factor de reducción, $K_A$ . (INIFED, 2011) .....	99
3.3.14.4	Cuadro de valores del Factor de Presión Local, $K_L$ . (INIFED, 2011) .....	101
3.3.14.5	Cuadro de valores del Coeficiente de Presión Exterior, $C_{ep}$ . (INIFED, 2011) .....	103
3.3.14.6	Gráfico de zonas recubrimientos y soportes. (INIFED, 2011) .....	104
3.3.15	Presiones interiores.....	104
3.3.15.1	Tabla de valores del Factor de presión interna, $C_{pi}$ , para estructuras de planta rectangular cerrada y muros permeables. (INIFED, 2011) .....	105
3.3.15.2	Tabla de valores del coeficiente de presión interior, $C_{pi}$ , para edificaciones con planta rectangular cerrada y superficies con aberturas. (INIFED, 2011).....	106
3.4	Estudio comparativo entre la Norma ASCE 7 – 10 y la Norma Técnica Complementaria Mexicana .....	107
3.4.1.1	Cuadro de comparación de parámetros básicos para diseño por cargas de viento. ....	107
3.4.1.2	Cuadro de Procedimientos para el caso de la Norma ASCE 7 – 10. ....	108

3.4.1.3	Cuadro de Procedimientos de diseño para el caso de la Norma Mexicana.	109
4	Diseño	110
4.1	Modelo matemático en el programa ETABS (Extended three-dimensional Analysis of Building Systems) del edificio considerando cargas de viento.	110
4.1.1	Modelo de Grilla Base	110
4.1.1.1	Gráfico de configuración inicial de la grilla base.	111
4.1.1.2	Gráfico de características del modelo de grilla base.	112
4.1.1.3	Gráfico del modelo de grilla base, vista en 3D.	113
4.1.1.4	Gráfico de modelo de grilla base, vista en Planta.	114
4.1.1.5	Gráfico de los patrones de carga definidos para los cuatro (4) modelos.	114
4.1.1.6	Gráfico de patrones de carga definidos para los cuatro (4) modelos, carga de Momento por Viento que no se veía anteriormente.	115
4.1.1.7	Gráfico de cómo se definió la masa del elemento para considerarse el Peso Propio.	116
4.1.1.8	Gráfico de configuración de la carga de Sismo, en este caso de Sismo X.	116
4.1.1.9	Cuadro con datos para obtener el espectro de diseño, para el caso de pórticos de acero.	117
4.1.1.10	Cuadro de valores para el Factor de Sitio Fa. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	118
4.1.1.11	Cuadro de valores para el Factor de Sitio Fd. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	118
4.1.1.12	Cuadro de valores para el Factor de Comportamiento Inelástico del Subsuelo Fs. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	119

4.1.1.13	Cuadro de valores del factor $\eta$ , razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T=1$ s.) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	119
4.1.1.14	Cuadro de valores del Factor de Importancia $I$ . (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	120
4.1.1.15	Cuadro de valores del Factor $r$ que depende del suelo. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	120
4.1.1.16	Cuadro del valores del coeficiente $R$ que depende del sistema estructural. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	121
4.1.1.17	Cuadro de valores de coeficientes de la fórmula del periodo de vibración de la edificación. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)	121
4.1.1.18	Gráfico de espectro de diseño para el sistema estructural de pórticos de acero. $R=6$ .	122
4.1.1.19	Gráfico de configuración del Espectro de Diseño para el sistema de Pórticos en Acero.	123
4.1.1.20	Cuadro de características básicas para diseño por cargas de viento.	124
4.1.1.21	Cuadro de valores de las presiones en cada piso debido a las cargas de viento.	128
4.1.1.22	Gráfico de configuración de las cargas de viento en el programa ETABS.	129
4.1.1.23	Gráfico de las presiones de sotavento ingresadas manualmente en el programa ETABS.	130
4.2	Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento	132



4.2.1.1	Gráfico de configuración del material de acero en el programa ETABS.	133
4.2.1.2	Ecuación que debe satisfacer la sección tipo cajón para revisión de compacidad adecuada	134
4.2.1.3	Cuadro de resumen del análisis de compacidad de las secciones de columnas seleccionadas.	134
4.2.1.4	Gráfico de configuración de las propiedades de la columna de acero.	135
4.2.1.5	Gráfico que muestra la eficiencia de las columnas (color) y vigas (numérico horizontal y color) de una vista en elevación del edificio.	136
4.2.1.6	Gráfico de la viga secundaria apoyada sobre la viga principal. ..	137
4.2.1.7	Diagrama de Corte de la viga secundaria	137
4.2.1.8	Diagrama de Momento de la viga secundaria	138
4.2.1.9	Ecuación para encontrar el módulo plástico requerido de las vigas secundarias.	138
4.2.1.10	Gráfico de las secciones escogidas para vigas secundarias.....	139
4.2.1.11	Gráfico de las secciones escogidas para vigas secundarias configuradas en ETABS.	140
4.2.1.12	Cuadro que muestra el cumplimiento de la compacidad necesaria de las vigas seleccionadas.	141
4.2.1.13	Gráfico de eficiencia de las secciones de vigas secundarias. ....	141
4.2.1.14	Gráfico del análisis realizado para las vigas secundarias.....	142
4.2.1.15	Gráfico de la viga principal con las cargas respectivas de las vigas secundarias.	143
4.2.1.16	Gráfico del diagrama de corte de la viga principal.	143
4.2.1.17	Gráfico de diagrama de momentos de la viga principal.	143

4.2.1.18	Ecuación para encontrar el módulo plástico requerido de las vigas principales.....	144
4.2.1.19	Gráfico de definición de las secciones mostradas anteriormente. ....	145
4.2.1.20	Gráfico que muestre las secciones agrupadas para la opción Auto Select List de vigas principales.....	146
4.2.1.21	Cuadro que muestra el cumplimiento de la compacidad necesario para las vigas principales.....	147
4.2.1.22	Gráfico de arriostramiento de las vigas principales.....	147
4.2.1.23	Gráfico de reacciones en el suelo por las diferentes solicitudes. ....	148
4.2.1.24	Gráfico de valores del Corte Basal calculados por el programa. ....	149
4.2.1.25	Gráfico de corrección con el factor $f_l$ .....	149
4.2.1.26	Gráfico de corrección de Corte Basal. ....	151
4.2.1.27	Cuadro de reacciones después de realizar la corrección. ....	152
4.2.1.28	Cuadro de datos del análisis de la participación modal. ....	153
4.2.1.29	Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico X. ....	154
4.2.1.30	Gráfico de derivas de piso del caso de carga Dinámico Y. ....	155
4.2.1.31	Gráfico de las derivas de cada piso aplicado la carga de viento. ....	156
4.2.1.32	Cuadro de los valores de derivas de piso permitidas. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).....	156

4.2.1.33	Cuadro de datos de las derivas en el sentido X del programa ETABS.	158
4.2.1.34	Cuadro de valores de las derivas en el sentido Y del programa ETABS.	159
4.2.1.35	Cuadro de valores de derivas de piso referente a las cargas de Viento.	161
4.2.1.36	Gráfico de los ejes principales del edificio.....	162
4.2.1.37	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (valor máx. 0.20 tonf) .....	163
4.2.1.38	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (valor máx. 0.7025 tonf) .....	163
4.2.1.39	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 0.5268 tonf). .....	163
4.2.1.40	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx 0.7025 tonf). .....	163
4.2.1.41	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación C (máx. 614.59 tonf.m). ..	164
4.2.1.42	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación F (máx 607.36 tonf.m)..	164
4.2.1.43	Gráfico de Momento 3 – 3 elevación 3 (máx 613.91 tonf.m) ...	164
4.2.1.44	Gráfico de Momento 3 – 3 elevación 5 (máx. 614.59 tonf.m ...	164
4.2.1.45	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 66.36 tonf). .....	165
4.2.1.46	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 60.07 tonf).....	165
4.2.1.47	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3, (máx. 66.36 tonf). .....	165
4.2.1.48	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 65.53 tonf). .....	165
4.2.1.49	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación C (máx. 80.13 tonf.m) ..	166
4.2.1.50	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación F (máx. 79.99 tonf.m) ...	166
4.2.1.51	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 3 (máx. 0.30 tonf.m) .....	166
4.2.1.52	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 5 (máx. 0.65 tonf.m) .....	166
4.2.1.53	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 0.8578 tonf). .....	167
4.2.1.54	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 0.0827 tonf). .....	167

4.2.1.55	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 0.858 tonf). .....	168
4.2.1.56	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 0.16 tonf). .....	168
4.2.1.57	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación C (máx.133.65 tonf.m) .....	168
4.2.1.58	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación F (máx. 45.29 tonf.m) .....	168
4.2.1.59	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 3 (máx. 133.7 tonf.m) .....	169
4.2.1.60	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 5 (máx.135.317 tonf.m) .....	169
4.2.1.61	Cuadro de resumen de esfuerzos analizados. ....	170
4.2.1.62	Gráfico de derivas de cada piso por cargas de viento ingresadas manualmente y automáticamente realizadas por el programa. ....	171
4.3	Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento .....	172
4.3.1.1	Gráfico de características del hormigón a utilizarse en el modelo. ....	173
4.3.1.2	Cuadro de dimensiones de columnas con su fuerza axial que soportan. ....	174
4.3.1.3	Cuadro de datos iniciales para el pre-diseño de la columna central o interna. ....	174
4.3.1.4	Cuadro de secciones seleccionadas en el caso de las columnas internas. ....	177
4.3.1.5	Cuadro de datos iniciales para el pre-diseño de la columna externa. ....	177
4.3.1.6	Cuadro de secciones seleccionadas en el caso de las columnas externas. ....	180

4.3.1.7	Cuadro de valores del Peso propio y Carga Muerta en el modelo.....	180
4.3.1.8	Cuadro de valores de las reacciones por las cargas de sismo tanto en X como en Y. ....	181
4.3.1.9	Cuadro de valores de las reacciones por las cargas de Sismo y Dinámico tanto en X y Y. ....	181
4.3.1.10	Cuadro de valores de los resultados de la participación modal. ....	183
4.3.1.11	Gráfico de las derivas de piso respecto de la carga Dinámico X.....	183
4.3.1.12	Gráfico de las derivas de piso respecto a la carga Dinámico Y. ....	184
4.3.1.13	Gráfico de derivas de acuerdo a la carga de Viento.....	185
4.3.1.14	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico X..	186
4.3.1.15	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico Y..	188
4.3.1.16	Cuadro de valores de derivas máx. referente a la carga de Viento..	189
4.3.1.17	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 0.14 tonf). ....	190
4.3.1.18	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 0.52 tonf).....	190
4.3.1.19	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 0.19 tonf). ....	190
4.3.1.20	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 0.49 tonf). ....	190
4.3.1.21	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 924.27 tonf.m). ...	191
4.3.1.22	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 584.10 tonf.m)....	191
4.3.1.23	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 919.80 tonf.m)....	191
4.3.1.24	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 924.27 tonf.m)....	191
4.3.1.25	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 126.67 tonf). ....	192

4.3.1.26	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 110.57 tonf).	192
4.3.1.27	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 127.66 tonf).	192
4.3.1.28	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 126.59 tonf).	192
4.3.1.29	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 136.5 tonf.m).	193
4.3.1.30	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 136.8 tonf.m).	193
4.3.1.31	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 0.25 tonf.m).	193
4.3.1.32	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 1.04 tonf.m).	193
4.3.1.33	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 0.512 tonf).	194
4.3.1.34	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 0.045 tonf).....	194
4.3.1.35	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 0.620 tonf).....	194
4.3.1.36	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 0.488 tonf).....	194
4.3.1.37	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 92.97 tonf.m).	195
4.3.1.38	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 56.496 tonf.m).	195
4.3.1.39	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 89.83 tonf.m).	195
4.3.1.40	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 89.8 tonf.m).	195

4.3.1.41	Cuadro de resumen de los esfuerzos máximos.....	196
4.3.1.42	Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento.....	197
4.4	Modelo de Pórticos de Acero con Diagonales Excéntricas .....	198
4.4.1.1	Gráfico de definición de las secciones de diagonales para el modelo. .....	198
4.4.1.2	Vista en planta del edificio donde se muestra la posición de las diagonales excéntricas. ....	199
4.4.1.3	Gráfico de detalle de colocación de las diagonales excéntricas en los pórticos de acero.....	200
4.4.1.4	Gráfico de configuración de las cargas de Sismo con su coeficiente C. ....	200
4.4.1.5	Cuadro de valores de reacciones por Peso propio y Carga muerta.... .....	201
4.4.1.6	Cuadro de valores de reacciones por Sismo en X y Sismo en Y. ....	201
4.4.1.7	Cuadro de valores de reacciones por Sismo en X, Sismo en Y y los casos de carga Dinámico X y Y para corrección. ....	202
4.4.1.8	Cuadro de datos del análisis de la participación modal. ....	203
4.4.1.9	Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico X. ....	204
4.4.1.10	Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico Y. ....	205
4.4.1.11	Gráfico de derivas de cada piso referente a las cargas de Viento.... .....	206
4.4.1.12	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico X.. .....	207
4.4.1.13	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico Y.. .....	209
4.4.1.14	Cuadro de valores de derivas de la carga de viento.....	210

4.4.1.15	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 6.09 tonf). ....	211
4.4.1.16	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 38.28 tonf).....	211
4.4.1.17	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 38.28 tonf). ....	211
4.4.1.18	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 13.57 tonf). ....	211
4.4.1.19	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación C (máx. 770.1 tonf.m) .....	212
4.4.1.20	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación F (máx. 699.5 tonf.m) .....	212
4.4.1.21	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 3 (máx. 709.1 tonf.m) .....	212
4.4.1.22	Gráfico de Momento 3 – 3, elevación 5 (máx. 459.8 tonf.m) .....	212
4.4.1.23	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 65.62 tonf). .....	213
4.4.1.24	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 117.57 tonf). .....	213
4.4.1.25	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 117.32 tonf). .....	213
4.4.1.26	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 48.81 tonf). ....	213
4.4.1.27	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 61.55 tonf.m). ....	214
4.4.1.28	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 157.2 tonf.m). ....	214
4.4.1.29	Gráfico de Momento 3-3, elevación 3 (máx. 22.81 tonf.m). ....	214
4.4.1.30	Gráfico de Momento 3-3, elevación 5 (máx. 11.53 tonf.m). ....	214



4.4.1.31	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 1.1095 tonf). ....	215
4.4.1.32	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 0.6311 tonf). ....	215
4.4.1.33	Gráfico de Corte 3-3 elevación3 (máx. 1.3899 tonf). ....	215
4.4.1.34	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 1.0864 tonf). ....	215
4.4.1.35	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 64.5 tonf.m). ....	216
4.4.1.36	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 23.8 tonf.m). ....	216
4.4.1.37	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 64.5 tonf.m). ....	216
4.4.1.38	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 66.1 tonf.m). ....	216
4.4.1.39	Cuadro de resumen de valores máximos de esfuerzos. ....	217
4.4.1.40	Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento. ....	217
4.5	Modelo de Pórticos de Hormigón con Muros de Corte .....	218
4.5.1.1	Gráfico del edificio visto en planta con la posición de los muros de hormigón. ....	218
4.5.1.2	Gráfico de la configuración de los muros de corte en el programa ETABS. ....	220
4.5.1.3	Cuadro con valores de las reacciones por Peso Propio y Carga Muerta. ....	220
4.5.1.4	Cuadro de valores de reacciones por cargas de sismo en X y Y. ....	221
4.5.1.5	Cuadro de valores de reacciones por sismo y carga dinámica en X y Y. ....	221
4.5.1.6	Cuadro de valores de resultados de la participación modal. ....	223
4.5.1.7	Gráfico de las derivas de piso por la carga Dinámico X. ....	223
4.5.1.8	Gráfico de las derivas de piso por la carga Dinámico Y. ....	224
4.5.1.9	Gráfico de las derivas de piso debido a las cargas de viento. ....	225

4.5.1.10	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga	
Dinámico X.	.....	226
4.5.1.11	Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga	
Dinámico Y.	.....	228
4.5.1.12	Cuadro de valores de las derivas por las cargas de	
viento, en sentido X.	.....	229
4.5.1.13	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 37.8 tonf). ....	230
4.5.1.14	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 4.33 tonf).....	230
4.5.1.15	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 37.8 tonf). ....	230
4.5.1.16	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 28.38 tonf). ....	230
4.5.1.17	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 1010	
tonf.m).	.....	231
4.5.1.18	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 500	
tonf.m).	.....	231
4.5.1.19	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 1010	
tonf.m).	.....	231
4.5.1.20	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 769	
tonf.m).	.....	231
4.5.1.21	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 237.35 tonf).	
	.....	232
4.5.1.22	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 120.23 tonf).	
	.....	232
4.5.1.23	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 237.35 tonf).	
	.....	232
4.5.1.24	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 167.96 tonf).	
	.....	232

4.5.1.25	Gráfico de Momento 3-3 elevación C (máx. 588.6 tonf.m). ....	233
4.5.1.26	Gráfico de Momento 3-3 elevación F (máx. 155.9 tonf.m). ....	233
4.5.1.27	Gráfico de Momento 3-3 elevación 3 (máx. 112.1 tonf.m).....	233
4.5.1.28	Gráfico de Momento 3-3 elevación 5 (máx. 12.16 tonf.m).....	233
4.5.1.29	Gráfico de Corte 3-3 elevación C (máx. 3.289 tonf). ....	234
4.5.1.30	Gráfico de Corte 3-3 elevación F (máx. 0.206 tonf).....	234
4.5.1.31	Gráfico de Corte 3-3 elevación 3 (máx. 3.289 tonf). ....	234
4.5.1.32	Gráfico de Corte 3-3 elevación 5 (máx. 1.517 tonf). ....	234
4.5.1.33	Gráfico de Momento 3-3, elevación C (máx. 55.21 tonf.m). ....	235
4.5.1.34	Gráfico de Momento 3-3, elevación F (máx. 29.4 tonf.m). ....	235
4.5.1.35	Gráfico de Momento 3-3, elevación 3 (máx. 55.2 tonf.m).....	235
4.5.1.36	Gráfico de Momento 3-3, elevación 5 (máx. 39.2 tonf.m).....	235
4.5.1.37	Cuadro de resumen de valores máximos de esfuerzos.....	236
4.5.1.38	Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento.....	236
4.6	Comparación de efectos entre Cargas de Viento y de Sismo .....	237
4.6.1.1	Cuadro de resumen de esfuerzos en todos los modelos considerados. .....	238
4.6.1.2	Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Acero Resistentes a Momento.....	239
4.6.1.3	Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Hormigón Resistentes a Momento. ....	240
4.6.1.4	Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con Diagonales Excéntricas. ....	241
4.6.1.5	Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Hormigón Resistentes a Momento con muros de corte.....	242

4.6.1.6	Cuadro de resumen de parámetros de los modelos.....	243
4.6.1.7	Gráfico de comprobación de presiones en dirección X en barlovento. ....	244
4.6.1.8	Gráfico de comprobación de presiones, vista en elevación del lado de barlovento en sentido X. ....	245
5	Conclusiones y Recomendaciones .....	246
5.1	Conclusiones .....	246
5.2	Recomendaciones.....	247
6	Esquemas de secciones .....	249
6.1	Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento.....	249
6.1.1.1	Esquema de las columnas tipo cajón de acero, medidas en cm. ....	249
6.1.1.2	Esquema de la viga W14x82, dimensiones en cm.....	250
6.1.1.3	Esquema de la viga W12x53, dimensiones en cm.....	250
6.2	Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento con Diagonales Excéntricas.....	251
6.2.1.1	Esquema de las secciones cajón utilizadas para diagonales, dimensiones en cm.....	251
6.3	Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento .....	251
6.3.1.1	Esquema de la sección de hormigón 180x180 en cm. ....	252
6.3.1.2	Esquema de la viga de hormigón utilizada para vigas principales, dimensiones en cm. ....	253
6.3.1.3	Es quema del diseño de una viga con su acero de refuerzo longitudinal. ....	253
7	Referencias.....	254



## **RESUMEN**

En el siguiente trabajo se realiza un estudio y diseño poniendo en uso las normas de construcción estadounidenses (ASCE 7 – 10) y las normas de construcción mexicanas (Norma Técnica Complementaria Mexicana) con los temas referentes al diseño de edificios de altura tomando en cuenta las cargas de viento. Además de realizar un estudio comparativo para conocer cuál de las dos normas se aplican de mejor manera en la ciudad de Quito y se podrían adoptar más al medio en donde vivimos, se realiza un diseño con ambas normas para comprobar este estudio, en el cuál, se debe tomar en cuenta diferentes aspectos como; la altura de la ciudad, la forma del edificio, los pisos o altura que tiene el edificio, la dirección del viento, entre otros que se verán más adelante en el estudio nombrado y que se podrían considerar como relevantes o irrelevantes en el momento de realizar el diseño, cabe resaltar que se va a tomar como un edificio de altura aquel que tenga más de cuarenta (40) pisos.

Al estudiar estos parámetros también se estudia la incidencia del viento en los edificios de altura que se presenta en nuestro país y con esto se la compara con la incidencia que del efecto sísmico que se da por el suelo y que afectan de manera crítica a las estructuras.

## **Abstract**

In this paper is performed a design studio and using U.S. standards of construction (ASCE 7-10) and Mexican construction standards (Technical Mexican Complementary Standard) with issues relating to the design of tall buildings taking into account the wind loads. In addition to a comparison to know which of the two standards applies better in Quito and could adopt to the environment where we live study design with both standards is done to check this study, in which, should take into account different aspects such as; the height of the city, the building form, or floors does the building height, wind direction, and others who will be named later in

the study and could be considered as relevant or irrelevant to the time of design, it should be noted that it will take as a tall building that have more than forty (40) floors.

By studying these parameters is also studied the impact of wind in tall buildings that occurs in our country and this is compared with the impact of the seismic effect that occurs on the ground and critically affect structures.

## **ALCANCE**

El trabajo de disertación culminará cuando se puedan aplicar los conceptos que plantean las normas estadounidenses (ASCE 7 – 10) y mexicanas (Normas Técnicas Complementarias Mexicana) con satisfacción para así realizar un estudio comparativo y saber que normas se aplican con mayor eficacia en la ciudad de Quito para realizar diseños de edificios de altura considerando las cargas de viento.



## **OBJETIVO GENERAL**

Diseñar edificios altos considerando la carga de viento, analizando diferentes códigos o normas que posean metodología en el tema, para así, tomar un criterio del diseño óptimo en la ciudad de Quito y saber que norma se aplica de mejor manera al medio en que vivimos.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Diseñar un edificio con un número de pisos mayor a 40 considerando las cargas de viento, y así saber que incidencia tienen las cargas de viento en un edificio de altura.
- Comparar las normas en cuanto al diseño de edificios altos considerando cargas de vientos con las normas ASCE 7 – 10 y la Norma Técnica Complementaria Mexicana, y así, poder tomar un criterio para diseñar dichas estructuras en la ciudad de Quito eligiendo una norma óptima aplicable en la ciudad.
- Generar un modelo matemático que permita el diseño en el programa de computadora, y así diseñar futuros proyectos.
- Poder comparar entre las cargas de viento y las de sismo, aplicadas a un edificio y saber que efecto producen estas siendo aplicadas por separado.

# 1 INTRODUCCIÓN

El diseño de edificios de altura genera más variables y más incertidumbres en la etapa de diseño, siendo estos, elementos que se tienen que analizar con más detalle para poder realizar un diseño óptimo, se analizan diferentes aspectos como; economía, funcionalidad, servicio y sobre todo en la seguridad.

Debido a la nueva ordenanza de Quito, que permite construir edificios más altos y que por este motivo se incrementan los pisos permitidos en los edificios de la capital, al diseñar estos edificios, las cargas de viento que actúan pueden llegar a ser críticas y por esta razón necesitan ser analizadas en la etapa de diseño y así poder tomar un criterio de cuál sería la manera más óptima para diseñar el mismo.

Por esto se quiere realizar un diseño con diferentes normas o códigos para así poder tener varios puntos de vista del diseño y saber que diseño es el más óptimo en los diferentes ambientes antes nombrados.

Además que dentro del NEC 11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), existe poca información en el que detalle el diseño para este tipo de cargas y como considerarlas, aplicando el criterio respectivo con los vientos de la ciudad de Quito.

Para realizar un diseño de un edificio de altura por cargas de viento se considera que un edificio de altura es aquel que tiene un número igual o mayor a cuarenta (40) pisos, y se aplica las dos normas nombradas anteriormente:

- ASCE 7 – 10
- Norma Técnica Complementaria Mexicana

## **1.1 Definiciones**

### **Edificios:**

Son estructuras compuestas con columnas y vigas formando generalmente pórticos rectangulares y estos, unidos con diferentes elementos como; losas y muros que forman diferentes pisos que conforman el edificio que se expande en altura y puede tener subsuelos también.

### **Edificios de Altura:**

Se define a edificios de altura en este trabajo a aquellos edificios que están compuestos por un número igual o mayor a cuarenta (40) pisos.

### **Columnas:**

Son elementos generalmente verticales que conforman los edificios. El conjunto entre dos columnas y una viga forman un pórtico.

### **Vigas:**

Son elementos generalmente horizontales que se encuentran en edificios, estas se unen con las columnas para transferir las cargas a los cimientos. Existen vigas principales y secundarias, ambas trabajan con fines estructurales.

### **Diagonales (contra vientos):**

Son elementos que unen vigas con columnas de forma diagonal, por eso su nombre. Estos elementos se construyen para dar mayor rigidez a los pórticos y a las estructuras en conjunto ya que ayudan a la transmisión de fuerzas y para disminuir las deformaciones de las estructuras.

En algunos países se usan especialmente para contra restar el efecto de la fuerza del viento por esto, se los llama contra vientos y se los puede separar por horizontales y verticales.

**Cimientos:**

Son los elementos que permiten transmitir las cargas de la superestructura al suelo. Estos permiten transmitir cargas dinámicas y estáticas generadas por diferentes razones ya sea por maquinaria, equipos, material, personas, entre otros.

**Hormigón:**

El hormigón es un material que está compuesto por agua, cemento, agregado fino (arena), agregado grueso (ripió), que al unir estos elementos después de un tiempo, el hormigón adquiere una característica homogénea de dureza y resistencia que depende de la dosificación de los elementos. Durante la mezcla de todos los componentes que contiene el hormigón se le puede agregar aditivos que pueden ayudar a las propiedades físico químicas del hormigón.

El hormigón es uno de los materiales más utilizados en la construcción por sus propiedades de resistencia a la compresión, comportamiento mecánico, y resistencia a diferentes agentes.

**Hormigón Armado:**

El hormigón armado es aquel hormigón que se le agrega varillas de acero con un diámetro y posición, ambos calculados para mejorar las propiedades del hormigón en especial en el aspecto de la resistencia a la tensión ya que el hormigón simple tiene muy baja resistencia a la tensión que normalmente esta se desprecia tomándola como nula y en otros requerimientos que el hormigón puede tener dependiendo del elemento a construirse ya que tiene diferentes fuerzas actuando en dicho elemento.

## **1.2 Introducción al estudio de diseño estructural de edificios de altura**

### ***1.2.1 Sistemas de Edificación***

Para la construcción de edificios de altura se utiliza diferentes sistemas para resistir las distintas variables de fuerzas, pero, los sistemas que vamos a analizar dentro de este trabajo son los siguientes:

1. Diagonales en Acero
2. Muros de Corte en Hormigón
3. Hormigón con placas

#### **1. Diagonales de Acero**

Estas son las que se detallan en páginas anteriores y son elementos que ayudan a rigidizar los marcos rígidos, los cuales son elementos que conforman el edificio y que necesitan apoyo para resistir las diferentes variables de las solicitaciones, estos marcos rígidos deben ser de acero también para usar el sistema que se menciona de diagonales de acero.

Estos elementos pueden unirse a los pórticos mediante pernos o mediante soldadura, ambos, calificados para resistir las fuerzas requeridas. Las dos maneras son útiles pero deben ser controladas adecuadamente para garantizar una resistencia adecuada y una construcción correcta.

Los elementos que se utilizan para realizar las diagonales son generalmente perfiles de acero prefabricados, que pueden ser perfiles tipo I, tipo H, tipo L, secciones circulares, secciones cuadradas, dos secciones tipo L unidas a espalda y a estrella.

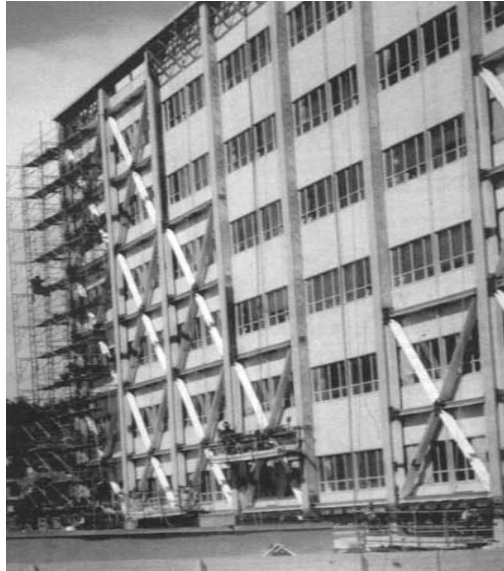
Las características principales de este tipo de construcción es que el acero posee resistencia necesario para las solicitaciones, capacidad de absorción de energía y ductilidad que ayuda para las fuerzas dinámicas que se pueden presentar como es el caso de sismos y de vientos en edificios de altura y de otras edificaciones.

En los últimos años el acero ha sido mejorado y normado en su producción para mejorar sus características de ductilidad y de soldabilidad que ayuda en la etapa de construcción. Este material es muy bueno en el caso de que se requiera realizar alguna forma no convencional debido al diseño arquitectónico aunque es más costoso que el hormigón.



#### 1.2.1.1 Sistema de Diagonales Excéntricas en un edificio. (SkycrapersCity, 2014)

En algunos casos se realiza este sistema en el exterior de una estructura para dar refuerzo adicional, esto se lo hace en países como Japón, en estructuras de gran importancia como Hospitales, Escuelas, entre otros, con el fin de ayudar a las estructuras a resistir fuerzas de sismos o vientos si es el caso ya que en ese lugar hay gran probabilidad de ocurrencia.



1.2.1.2 Foto del Sistema de reforzamiento con diagonales exteriores. (The New Zealand Digital Library, 2014)

El acero tiene muchas ventajas que le dan gran competitividad y que son; propiedades intrínsecas de resistencia, tenacidad, ductilidad, capacidad de absorción de energía y que por esta última es el material más útil para zonas de alta sismicidad.

El acero estructural es un material elasto – plástico, y que combina simultáneamente algunas propiedades mecánicas y esto es lo que ayuda a que sea un buen material para la construcción.

El acero es bueno en el caso de resistir fuerzas de compresión como de tracción, teniendo resistencias de rotura de  $2000 \text{ kg/cm}^2$  y de aproximadamente  $4000 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente para compresión y tensión o tracción.

## **2. Muros de Corte en Hormigón**

En este tipo de edificación se utiliza hormigón para los pórticos del edificio y se utilizan muros de hormigón con refuerzo de acero ubicados en zonas especiales que ayudan al mismo propósito de rigidizar la estructura en caso de sismos o de otras



solicitaciones de fuerzas que actúan en la estructura. Estos muros se los construye generalmente en el ducto del ascensor de un edificio donde ayuda para el soporte del mismo mismo y como columna vertebral del edificio dándole rigidez.

Los muros de corte son elementos que se colocan de forma simétrica desde el piso más bajo hasta el piso más alto continuamente, estos, se colocan sobre cimientos de gran rigidez. Estos elementos pueden llegar a absorber hasta el 70% en el mejor de los casos de las fuerzas laterales ejercidas por un sismo por lo que son de gran ayuda en un edificio.

Este sistema se debe analizar con la totalidad de la estructura y el diseño estructural realizado puesto que trabaja en conjunto con los demás elementos estructurales. Los muros van variando su grosor conforme se avanza en la altura de la estructura pero siempre siendo continuos en línea vertical.

### **3. Hormigón con placas**

En este sistema se realiza primero la construcción de los marcos o pórticos rígidos y después se colocan placas o planchas de hormigón prefabricado, las cuales, se van uniendo para formar diferentes elementos que pueden ser; muros, losas y que a su vez estos pueden trabajar como elementos estructurales y en el caso de los muros dar rigidez a la estructura en general, ayudando, como se busca, que resista las fuerzas requeridas.

Al aplicar este sistema constructivo en edificaciones de altura no se recomienda que sea el sistema principal estructural y si se usa así pues se debe construir un sistema principal que sea de hormigón o acero según el diseño que se plantee. El sistema de placas por si solo utilizado como sistema principal estructural es usado en edificaciones de no mucha altura como en viviendas de hasta 3 o hasta 4 pisos como máximo. Estos sistemas requieren un control especial en las uniones que se realiza entre placas o paneles de hormigón, puesto que son los que van a permitir que la estructura trabaje en conjunto. Las juntas se las realiza con hormigonado.

Este tipo de construcción es mucho más limpia y sencilla que el hormigonado convencional ya que se necesita menos hormigón colado en obra. Aunque el inconveniente de este sistema es que se debe realizar todo con la medida precisa y un estudio detallado para saber dónde se van a colocar las piezas prefabricadas.



1.2.1.3 Foto de Placas de hormigón colocándose una encima de otra. (Placas Alveolares, 2014)

Para la elección del método o elemento constructivo se deben tener en cuenta las siguientes variables:

- El costo de construcción que cada método ofrece.
- El tiempo que toma cada método constructivo.
- La altura de la edificación.
- Las fuerzas que resiste la estructura, tomando en cuenta el uso ya sea para vivienda o para oficinas, entre otros.
- La ubicación de la estructura, que se relaciona con la zona de exposición.
- Mano de obra, ya que algunas requieren mano de obra especializada.

## 2 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO CON CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS

### 2.1.1 Definiciones según la Norma ASCE 7 – 10

En la norma que se nombra se analizan los edificios de diferentes maneras y para esto se debe primero definir los diferentes tipos de edificaciones que se plantean y sus variantes.

**VELOCIDAD DEL VIENTO BÁSICA, V:** Tres segundos de ráfaga de velocidad tomada a 33 pies (10 m) sobre el terreno de la exposición.

**EDIFICIO, CERRADO:** Un edificio que no cumple con los requisitos para edificios abiertos o edificios parcialmente cerrados. Que no tenga aberturas o huecos en el diseño arquitectónico.

**ENVOLVENTE DEL EDIFICIO:** Revestimiento, las paredes exteriores, vidrios, puertas y marcos, ventana de ensambles, ensambles de claraboya y otros componentes que encierra el edificio.

**EDIFICIO Y OTRA ESTRUCTURA, FLEXIBLE:** Edificios esbeltos y otras estructuras que tienen una frecuencia natural fundamental menos de 1 Hz.

**EDIFICIO, de poca altura:** Aquel edificio cerrado o parcialmente cerrado que reúnan las condiciones siguientes:

1. Techo de altura  $h$  de igual o menor a 60 pies (18 m).
2. Techo de altura  $h$  que no exceda la dimensión horizontal menor del edificio visto en planta.

**EDIFICIO, ABIERTO:** Un edificio que tiene cada pared de al menos el 80% libre. Esta condición es expresada para cada pared por la ecuación  $A_o \geq 0,8 A_g$  donde:

$A_o$  = área total de aberturas en una pared que recibe presión positiva externa, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

$A_g$  = área bruta de la pared en la que  $A_o$  es identificada, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

**EDIFICIO, PARCIALMENTE CERRADO:** Es aquel edificio que cumple con ambas de las siguientes condiciones:

1. El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el equilibrio del edificio envolvente (paredes y techo) por más de 10%.

2. El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede 4 pies<sup>2</sup> (0,37 m<sup>2</sup>).

(ASCE, 2010)

### **2.1.2 Requisitos generales**

Se utiliza para determinar los parámetros básicos para la determinación de las cargas de viento, tanto en el MWFRS y C&C. Estos parámetros básicos son:

- La velocidad básica del viento,  $V$ .
- Factor de dirección del viento,  $K_d$ .
- Categoría de exposición.
- Factor Topográfico,  $K_{zt}$ .
- Factor de Efecto de Ráfaga.
- Clasificación de recinto o lugar.
- Coeficiente de presión interna,  $(GC_p i)$ .

(ASCE, 2010)

Para utilizar la Norma Complementaria Mexicana se utilizan los siguientes parámetros básicos:

- Categorías de terrenos y clases de estructuras.
- Velocidad Regional, VR.
- Factor de exposición,  $F_a$ .
- Factor de tamaño,  $F_c$ .
- Factor de rugosidad y altura, FRZ.
- Factor de topografía, FT.

(INIFED, 2011)

Selección del material de acuerdo con la altura de una edificación		
BAJA	MEDIA	ALTA
Mampostería	Concreto reforzado	Acero
Concreto reforzado	Acero	Concreto de alta resistencia
Concreto presforzado	Concreto precolado	Estructura mixta de concreto y acero
Concreto precolado	Concreto presforzado	Concreto postensado
Acero	Mampostería	

2.1.2.1 Materiales Estructurales convenientes de acuerdo a la altura de la edificación.(Rodríguez, Héctor Soto, 2009)

## 2.2 Acción del viento en la Ciudad de Quito

En la ciudad de Quito el INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología) se encarga de realizar medidas sobre la Meteorología e Hidrología como se nombra. Este instituto realiza mediciones del viento en la ciudad cada tres (3) horas con medidores ubicados a diez (10) metros de altura de la superficie del suelo de Quito que está ubicado a 2789 m.s.n.m., estas mediciones se las realiza en el lugar del INAMHI que se encuentra en el sector Centro Norte de la ciudad en las calles Corea e Iñaquito (esquina), donde se tiene una exposición de varias edificaciones alrededor que pueden influenciar pero que esto no impide que se realicen las mediciones de forma adecuada pues han comprobado que las mediciones tienen un error del 5% y que es aceptable según las normas establecidas.

Los datos que están disponibles en el INAMHI son datos tomados desde el año 1975 hasta la actualidad, el año 2014. En estos datos se tiene la siguiente información como resumen:

Dirección predominante: NORESTE

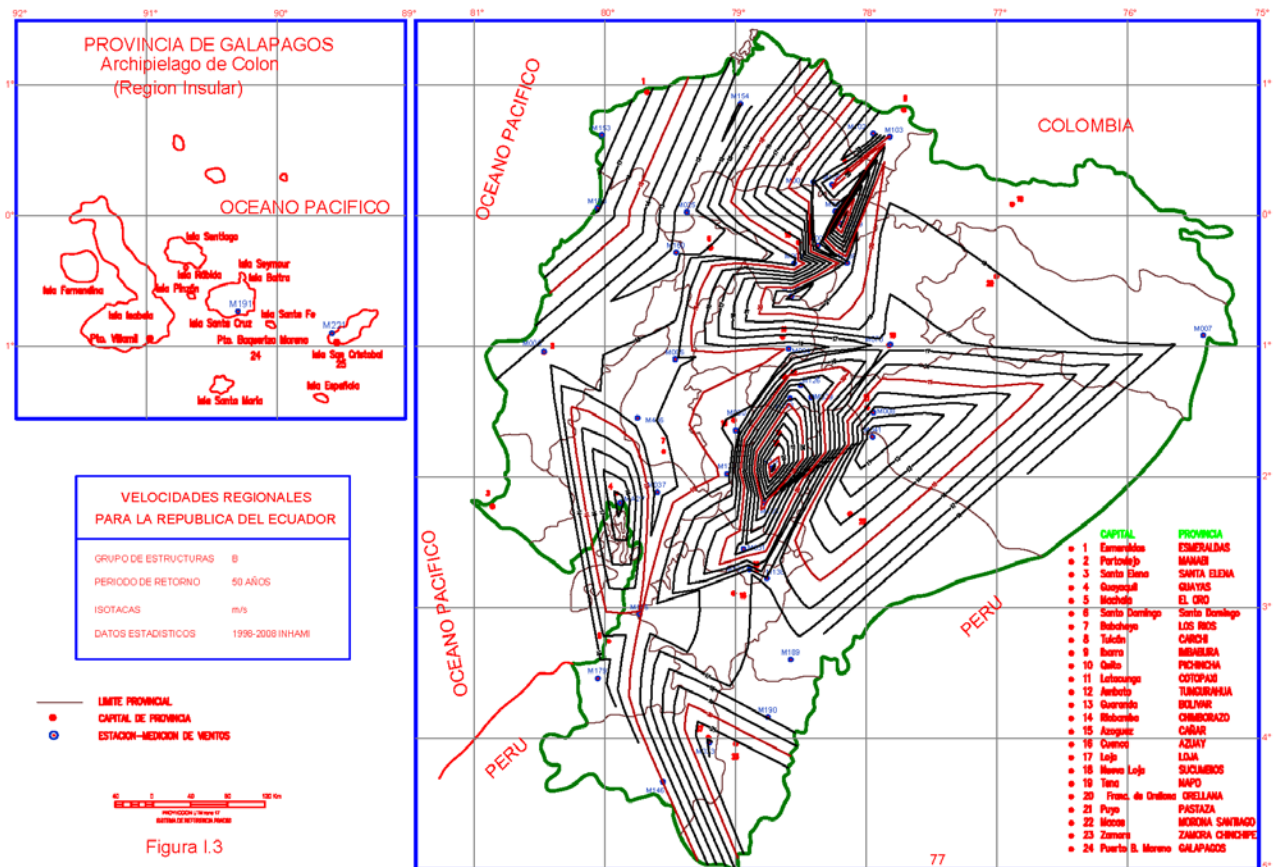
Velocidad Mínima Promedio: 1.6 m/s = 5.76 km/h

Velocidad Máxima Promedio: 5.1 m/s = 18.36 km/h

El viento de la ciudad de Quito varía según los meses del año que transcurra puesto que las velocidades máximas registradas ha sido en los meses de Julio, Agosto y Septiembre con 6.1, 5.9, 7.0 m/s respectivamente y que son vientos que pueden provocar la caída de árboles y de elementos livianos ubicados en altura. Y los vientos de velocidades mínimas fueron registrados en los meses de Octubre, Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero, Abril y Mayo cuyos valores varían desde 4.0 a 4.8 m/s.

A continuación se presentan las Isótaicas del Ecuador con un período de 50 y 100 años correspondientemente.

## TR 50



2.2.1.1 Gráfico de Isótaca del Ecuador con período de retorno de 50 años. (Ing. Alex Hurtado, 2013)

## TR 100

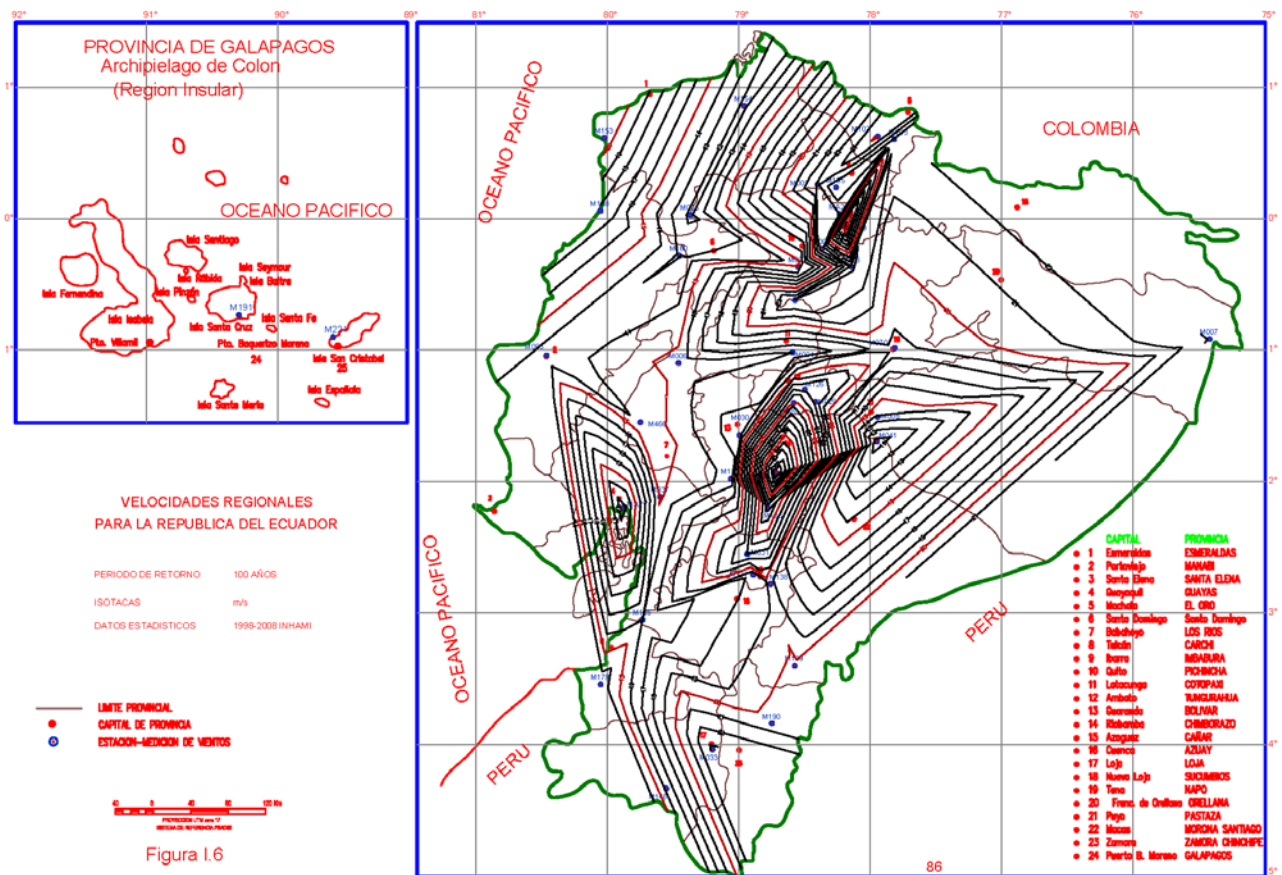


Gráfico de Isótaca del Ecuador con período de retorno de 100 años. (Ing. Hurtado, 2013)

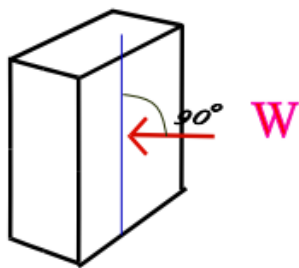


## 2.3 Acciones Generadas por el Viento y Estructuración

### 2.3.1 Incidencia del viento en edificios, considerando las características de la ciudad de Quito

Para analizar esta incidencia es prudente decir que la fuerza aplicada del viento en un edificio se determina básicamente por el área o superficie del edificio expuesta o que está en contacto con el viento. Es por eso que cuando se aumenta la altura del edificio se crea más área que estará en contacto con el viento generando una fuerza mayor. La fuerza del viento es de tipo dinámico y que varía su intensidad y que en un edificio de altura genera un efecto que tiende a voltearlo, a moverlo. La fuerza del viento es directamente proporcional al área de contacto y de la velocidad que tenga el viento.

Esta fuerza es mayor cuando se la analiza en el centro suponiendo una fachada rectangular como muestra la siguiente figura.



2.3.1.1 Gráfico Fuerza de viento analizada en el centro de la fachada. (Ing. José María Canciani, Arq. Cecilia Cej, 2009)

Para analizar la incidencia que tiene el viento actuando en las edificaciones de la Ciudad de Quito se debe tomar en cuenta factores del entorno puesto que la velocidad del

viento puede verse afectada desde la velocidad original que tiene a la velocidad que recibe el edificio por acciones de otros edificios que pueden actuar como obstáculos o disipadores del viento.

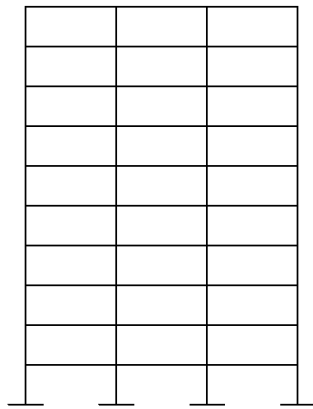
Dentro de la Ciudad de Quito existen zonas donde hay edificaciones que pueden trabajar como obstáculos antes mencionados pero hay otras zonas donde hay bastantes edificaciones de poca altura y pocos edificios que pueden ayudar a proteger a un edificio de altura de la acción del viento.

## 2.4 Tipologías estructurales resistentes a viento

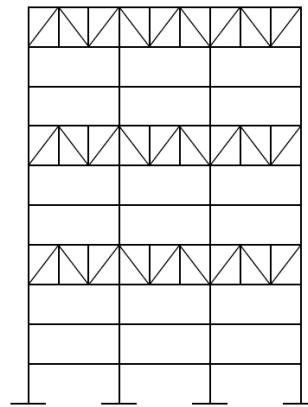
Las tipologías estructurales resistentes a cargas de viento son también sistemas que ayudan a la estructura a resistir cargas sísmicas y existen algunas como las antes mencionadas que las repito a continuación:

1. Diagonales en Acero
2. Muros de Corte en Hormigón
3. Hormigón con placas

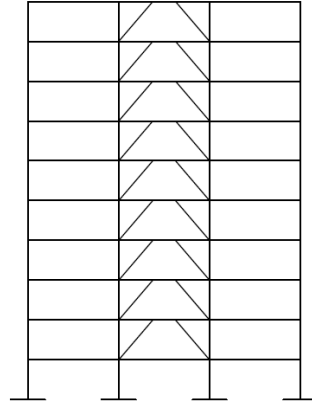
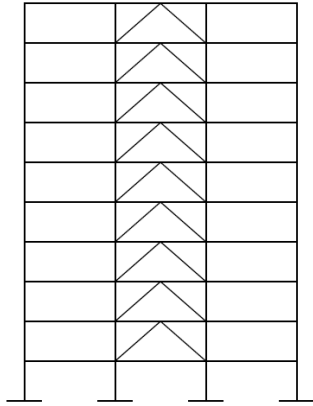
Dentro de la primera existen diagonales o contravientos que se muestran a continuación partiendo de los marcos rígidos que se utilizan en diferentes edificaciones:



Marco Rígido

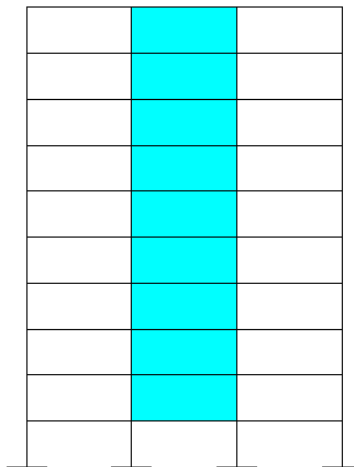


Marco Rígido con Armaduras

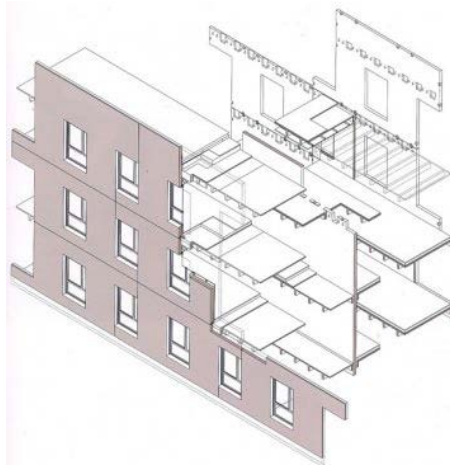


Marco Rígido con Contravientos Concéntricos

Marco Rígido con Contravientos Excéntricos



Marcos Rígido con Muros de Corte de Hormigón



2.4.1.1 Foto del Sistema de construcción con Placas de Hormigón prefabricadas. (Edificae Vilssa, 2014)

De acuerdo al número de pisos que tenga la estructura se recomienda usar ciertos perfiles de acero con cierto sistema de contravientos. Y en algunos casos se puede utilizar el sistema de diagonales o contravientos de manera exterior o interior.

En edificios de gran altura que superan los 100 pisos se recomienda usar sistemas de diagonales que intersecten o se unan cada dos o más pisos de manera que no solo se centran en un pórtico rígido sino en la estructura en general, como se muestra en la siguiente fotografía.



2.4.1.2 Foto del Sistema de Diagonales Exteriores. (Universidad Nacional de Colombia, 2014)

## 2.5 Fallas estructurales por efectos del viento.

Dependiendo de los materiales a utilizarse se pueden producir diferentes fallas estructurales debido a que cada material tiene sus puntos débiles y sus modos de falla de manera general, esto se muestra como resumen en el cuadro siguiente.

	Estructuras de Concreto Reforzado	Estructuras de Acero
1	Fisuras y grietas de un colado inadecuado o falta de acero de refuerzo en zonas de momento negativo	Diversas formas de pandeo: generales o locales, si no se proporciona soporte lateral suficiente o inadecuado
2	Fisuras en el concreto por una posición incorrecta del acero de refuerzo o un curado inadecuado	Baja resistencia al fuego y a la corrosión
3	Baja resistencia a los esfuerzos de tensión y de cortante	Susceptibles a fallas frágiles en las conexiones trabe columna si no se toman en cuenta precauciones especiales en el detallado de las conexiones trabe columna
4	Altamente vulnerables a las acción sísmica si no se detallan como estructuras dúctiles	Desplazamientos y vibraciones excesivas en condiciones normales de operación o bajo sismos fuertes

2.5.1.1 Cuadro de características de las estructuras según su material.(Rodríguez, Héctor Soto, 2009)

Las fallas que se pueden dar con respecto a cargas de viento en estructuras como edificaciones de altura pueden ser fallas parciales o totales dependiendo mucho de la intensidad del viento y las posibles fallas que se puedan dar dentro del proceso constructivo que puede debilitar la estructura ante estas fuerzas.

En el caso de los edificios de altura se debe revisar la esbeltez que tiene la estructura ya que esto puede condicionar el diseño arquitectónico y también en el diseño estructural. En algunos casos la fuerza o carga del viento puede llegar a ser mayor que el peso propio de la estructura donde se deben tomar las debidas medidas para este caso.

Dentro de las fallas estructurales que se producen se puede nombrar algunas como:

- Deformación excesiva
- Pérdida de estabilidad
- Fatiga
- Rotura de elementos estructurales
- Voladura de techos
- Vibraciones excesivas

Deformación excesiva puede causar que se afecte los ascensores por distorsiones del sistema de movimiento, causar que haya molestias dentro de los ocupantes del edificio puesto que se sienta movimientos bruscos, y en algunos casos de edificios que tiene instaladas antenas en los pisos más altos pueden crearse problemas también.

Dentro de las fallas que se producen, algunas pueden provocar rotura de elementos no estructurales como vidrios, en algunos casos rotura total o solo un trisado debido al movimiento. También se pueden dañar elementos como techos que se pueden doblar o partir y en algunos casos de vientos extremadamente fuertes dichos techos se pueden desprender totalmente de su posición.



En estructuras que tienen algunos años de haberse construido se puede producir que no se tomaron en cuenta vientos de magnitudes como los de la actualidad o de fenómenos que ocurren ahora con diferente intensidad como tifones, huracanes o simplemente viento más fuertes y que por esta razón pueden llevar a la falla total a la estructura que en la mayoría de los casos, en estructuras de altura se genera un efecto de volteo, que hace que fallen las columnas de los pisos más bajos o incluso en la base girando a la estructura desde el punto más bajo.



2.5.1.2 Foto de edificio volteado por falla de su cimentación. (Edificae Vilssa, 2014)

### **3 ESTUDIO DE LA NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL CONSIDERANDO EFECTOS DE VIENTO Y SISMO.**

#### **3.1 Diseño estructural considerando la acción sísmica de acuerdo a la NEC 11**

El diseño sismo resistente según la norma NEC 11 establece las siguientes filosofías:

- Prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales para sismos pequeños y frecuentes durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante sismos moderados y poco frecuentes durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir el colapso de la estructura durante terremotos o sismos de gran magnitud que puedan ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, sobre todo procurando salvaguardar la vida de los ocupantes de la estructura.

(Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción,  
2014)

Esto se aplica en el diseño considerando que:

- La estructura resista las fuerzas especificadas en esta norma.
- Las derivas de piso presentes ante un sismo sean menores a las admisibles.
- Las estructuras tengan la capacidad de disipar energía de deformación elástica, esto, mediante el diseño por capacidad de la estructura o por dispositivos específicos para dicho control sísmico.

Para los diseños de estructuras sismo resistentes se utilizan parámetros que son los siguientes y que deben tomarse en el diseño de todas las estructuras:

- Zona sísmica donde se va a construir
- Características del suelo de construcción
- Tipo de uso de la estructura
- Importancia de la estructura
- Tipo de sistema y configuración estructural

Estos parámetros deberán considerarse para estructuras de uso normal y de uso especial considerando en ambas; una respuesta inelástica, la redundancia, sobre resistencia estructural inherente y su ductilidad.

Los procedimientos que se mencionan en el NEC 11 para un diseño sismo resistente son:

### **1.- Diseño basado en fuerzas: Determinación de las fuerzas sísmicas de diseño mínimas y efectos relacionados.**

Dentro de este método hay dos alternativas:

- Análisis Estático
- Análisis Dinámico Espectral

El primero el análisis estático se puede usar en estructuras pequeñas que estén conformadas por un máximo de cinco (5) pisos y que sean de forma regular ya que si se aplica a estructuras de mayor altura se vuelve inconsistente, ya que obtenemos valores muy pequeños del corte basal. Este análisis considera la rigidez (ductilidad) y la fuerza actuante de la estructura como datos iniciales a partir de los cuales se determina los desplazamientos de la estructura y se comprueba con los permitidos por la norma.

La fórmula que se utiliza en este caso es la siguiente:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

Donde:

V: Corte Basal.

I: Factor de importancia de la estructura.

Sa: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R: Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_P$ ,  $\phi_E$ : Factores de configuración estructural en planta y en elevación, correspondientemente.

En el segundo análisis modal espectral se utiliza para determinar los modos de vibración de una estructura y entender su comportamiento. Este análisis no considera que los altos modos de vibración probablemente causarán una respuesta elástica, y que el primer modo de vibración es inelástico.

## **2.- Método alternativo de diseño basado en desplazamientos.**

En este método se determina un desplazamiento inicial con un ángulo de deriva, con esto, luego se determina el límite para que en la estructura se produzca una rotula plástica. Al calcular la fuerza que se necesita para alcanzar el desplazamiento máximo comparado con la norma se puede obtener la rigidez del elemento o estructura para que soporte dicha fuerza y así no sobrepasar dichos desplazamientos. Con estos datos se puede diseñar la estructura con el mismo método

que se diseñaría como si fuera para el sistema convencional de combinaciones de cargas y por última resistencia, además que se debe verificar que el sistema sísmico o mecanismo dúctil seleccionado funcione adecuadamente durante un sismo.

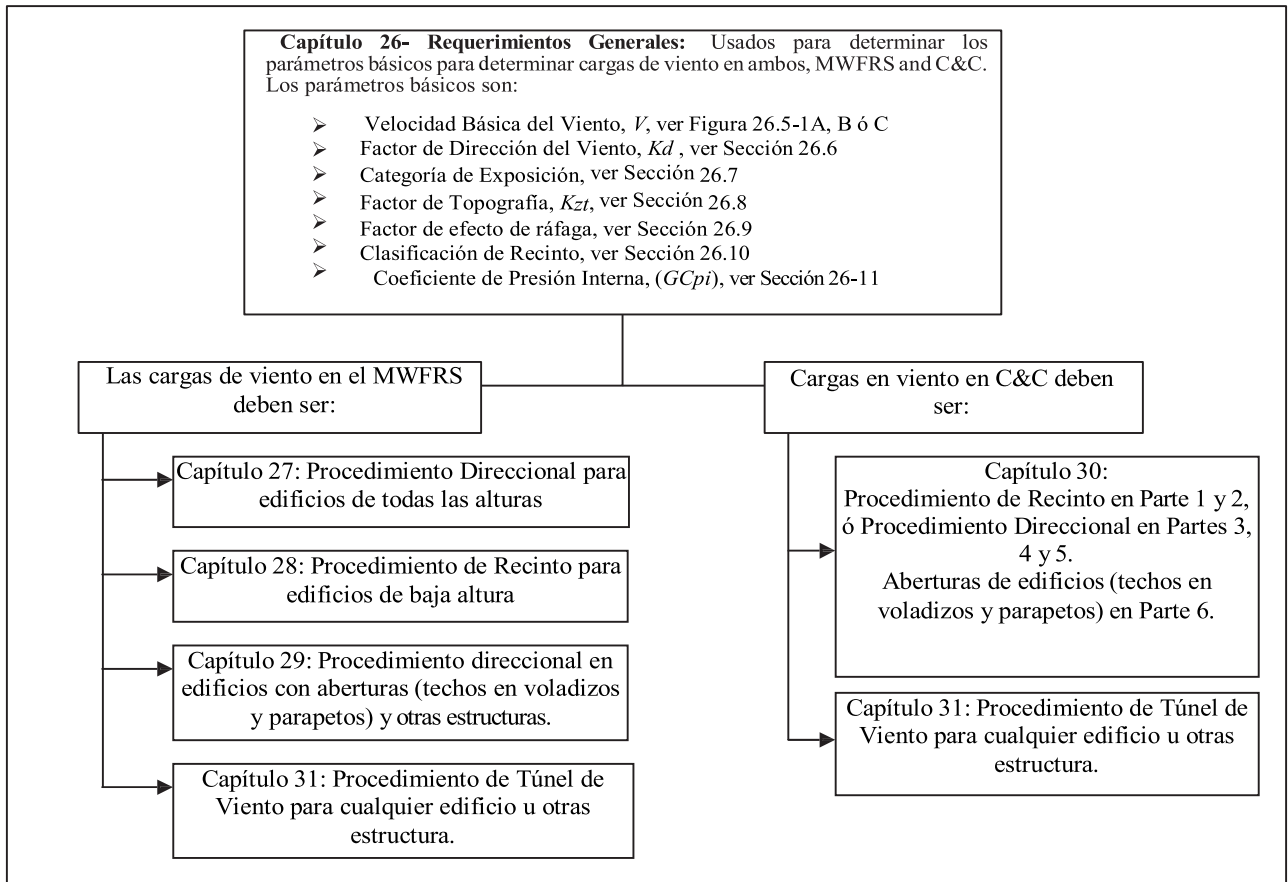
## **3.2 Diseño estructural considerando cargas de viento con la Norma ASCE 7 – 10**

Dentro de la norma ASCE 7 – 10 se plantea diferentes métodos y procedimientos a seguir para realizar un diseño con cargas de viento dependiendo de las características de la estructura y son los siguientes:

- a) Cargas de viento en edificios – Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (Wind loads on buildings – Main Wind Force Resisting System MWFRS), Procedimiento Direccional – Directional Procedure.
- b) Cargas de viento en edificios – Procedimiento de Recinto (Wind loads on buildings – MWFRS, Envelope Procedure).
- c) Cargas de viento en otras estructuras y en aberturas de edificios (Wind loads on other structures and buildings appurtenances – MWFRS).
- d) Cargas de Viento – Componentes y Revestimientos (Wind loads – Components and Claddings, C&C)
- e) Procedimiento de Túnel de Viento (Wind Tunnel Procedure).

Cada método o procedimiento se puede aplicar dependiendo de la estructura, de sus características como de su forma y de su altura para así considerar la acción más crítica del viento en la estructura.

Para comenzar con el diseño se debe obtener diferentes parámetros básicos del viento y de la estructura y para así proceder al análisis del diseño por cargas de viento y se los puede observar en la siguiente tabla.



3.2.1.1 Cuadro de Ruta para diseño con cargas de viento según ASCE 7 – 10. (ASCE, 2010)

El primero parámetro básico que es necesario para el diseño es:

### Velocidad Básica de Viento, $V$ – Basic Wind Speed

Esta velocidad básica del viento corresponde a una ráfaga de viento que dura 3 segundos y que se la mide su velocidad a 10 m sobre el suelo.

Este parámetro se obtiene en el caso de un diseño en EE.UU. en tablas que ya están hechas con mediciones estudiadas y se pueden tomar valores directos viendo en las tablas que se encuentran en el mismo código ASCE 7 – 10, y que están dirigidas a diferentes estados del mismo país de origen de la norma.

En el caso para el Ecuador estas no se aplicarían y tendríamos que tomar medidas de los vientos en el lugar donde se va a diseñar el edificio, para esto se pueden utilizar las isótacas que se mostraron con anterioridad.

Se debe tener en cuenta la zona de exposición afecta el hecho de que se encuentre en la ciudad de Quito con edificaciones de mediana altura o en otro tipo de lugar donde no se tenga edificaciones aledañas a la estructura a construirse.

### **Factor de dirección del viento, $K_d$ – Wind Directionally Factor**

Para este factor se utiliza la siguiente tabla que presenta valores dados del factor  $K_d$  para cada tipo de estructura. Este factor solo se debe utilizar en el diseño para los casos que se tenga combinaciones de carga con viento. Y se tiene que utilizar conjuntamente cuando se realice el análisis de Procedimiento de Túnel de Viento (Wind Tunnel Procedure) y que tiene que ir de acuerdo con la Velocidad Básica del Viento y que cumpla con la sección que indica que se deben utilizar datos climáticos regionales en vez de la Velocidad Básica del Viento en zonas que estén fuera de efectos de huracanes.



Tipo de Estructura	Factor Direccional $K_d^*$
Edificios Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento Componentes y Revestimientos	0.85 0.85
Techo Arqueado	0.85
Chimeneas, Tanques y estructuras simultáneas Cuadrado Hexagonal Redondeado	0.90 0.95 0.95
Paredes Independientes sólidas y Signos sólido independiente y adjuntos	0.85
Signos abiertos y pórticos entramado	0.85
Torres atadas Triangular, cuadrada, rectangular Todas las demás secciones	0.85 0.95

3.2.1.2 Tabla con valores del Factor de dirección de viento. (ASCE, 2010)

### **Categoría de Exposición – Exposure Category**

Para el análisis de la dirección del viento se debe tener en cuenta la superficie del terreno donde se va a construir y esta categoría de exposición busca categorizar los espacios tomando en cuenta la topografía natural del terreno, la vegetación y las construcciones en el sector.

Existen tres clases de superficies de exposición:

**Superficie B:** Áreas urbanas o suburbanas, áreas con árboles u otros terrenos con numerosos espacios cortos que tengan el tamaño de una vivienda unifamiliar.

**Superficie C:** Áreas abiertas con construcciones dispersas con alturas menores a 9.1 m. Incluye terrenos de campo abierto y pastizales.

**Superficie D:** En esta categoría entran lugares que no estén en la Categoría B y C. Dentro de los que se encuentran áreas de agua, arena, terrenos lodosos, terrenos de sal y hielo que no se rompa.

### **Efectos Topográficos, $K_z$ – Topographic Effects**

Por efecto de la topografía se da una sobre aceleración del viento y esto ocurre cuando en el terreno hay colinas o crestas, y que esto no se toma en cuenta en ninguna categoría de exposición, pero se debe tomar en cuenta con este factor el momento del diseño.

Multiplicadores Topográficos para la Categoría de Exposición C										
H/Lh	Multiplicador K1			x/Lh	Mult. K2		z/Lh	Mult. K3		
	2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill		2-D Escarp.	Demás casos		2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

3.2.1.3 Cuadro de valores del coeficiente de topografía para la categoría de Exposición C.

(ASCE, 2010)

Parámetros para aceleración sobre colinas						
Forma de la colina	K <sub>1</sub> /(H/L <sub>h</sub> )			g	m	
	Exposición				Viento arriba de la cresta	Viento abajo de la cresta
	B	C	D			
Crestas en 2 dimensiones (o valles con valores negativos de H en K <sub>1</sub> /(H/L <sub>h</sub> ))	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Crestas en 2 dimensiones	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Cima con ejes en 3 dimensiones	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

3.2.1.4 Cuadro de Parámetros de sobre aceleración por efectos topográficos (ASCE, 2010)

### **Factor de Efecto de Ráfaga – Gust Effect Factor**

El factor de efecto de ráfaga es un factor único que se lo puede tomar en edificaciones rígidas como en otras estructuras, y el valor de este es de 0.85

### **Clasificación de Recinto – Enclosure Classifications**

Para determinar el coeficiente interno de presiones en los edificios se lo debe clasificar entre edificio cerrado, parcialmente cerrado o abierto.

En el caso de edificios que tengan aberturas demasiado grandes y que tengan riesgo de tormentas de nieve se deben tomar en cuenta las protecciones requeridas pero que en nuestro país no es necesario.

### **Coeficiente de Presión Interna – Internal Pressure Coefficient**

Una vez obtenida la clasificación de recinto del edificio se procede a calcular el coeficiente de presión interna que se lo puede obtener de la siguiente tabla.

Clasificación de Recinto	(GC <sub>pi</sub> )
Edificios abiertos	0.00
Edificios parcialmente cerrados	+0.55 -0.55
Edificios cerrados	+0.18 -0.18

3.2.1.5 Cuadro de Coeficientes de presión interna. (ASCE, 2010)

### ***3.2.2 Cargas de viento en edificios – Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (Wind loads on buildings – Main Wind Force Resisting System, MWFRS), Procedimiento Direccional – Directional Procedure.***

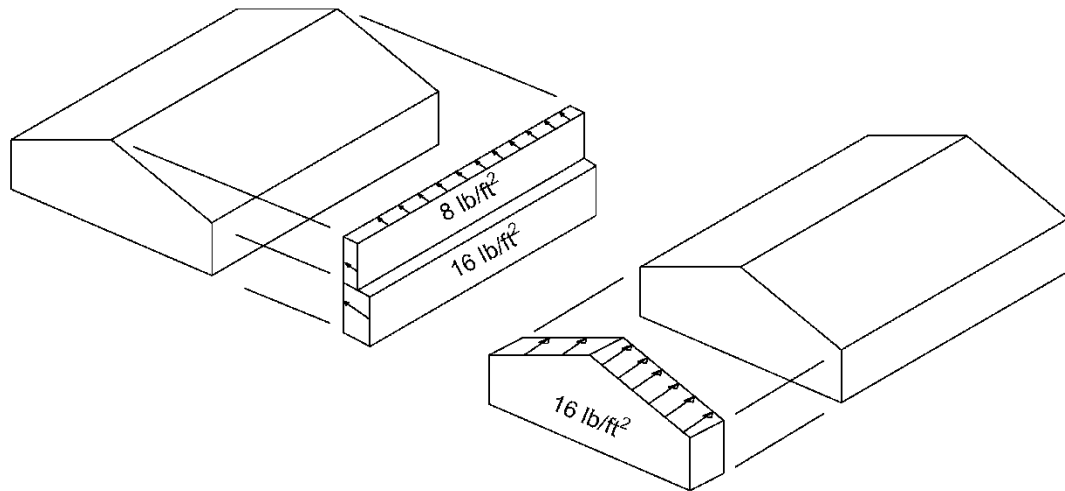
En este procedimiento se puede aplicar para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos, de cualquier altura y de cualquier forma en su techo. Este método busca separar las cargas de viento que actúan en el barlovento, sotavento, los lados del edificio y su techo para así evaluar correctamente las fuerzas que son aplicadas a los miembros de la estructura.

Para usar este método se deben determinar los siguientes parámetros y en cada uno se nombra en que parte de la norma de encuentra:

- Categoría de riesgo I, II, III, or IV. (ASCE 7 Table 1.5-1)
- Velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable (ASCE 7 Figure 26.5-1A, -1B, -1C)
- Categoría de exposición B, C, or D. (ASCE 7 Section 26.7)
- Coeficiente de exposición de presión de velocidad,  $K_z$ , para la categoría de exposición aplicable. (ASCE 7 Table 27.3-1)
- Factor de topografía,  $K_{zt}$ . (ASCE 7 Table 26.8-1)
- Factor direccional,  $K_d$ . (ASCE 7 Table 26.6-1)
- Factor de efecto de ráfaga,  $G$ . (ASCE 7 Section 26.9)
- Categoría de Recinto (ASCE 7 Section 26.10)
- Coeficiente de presión interna,  $(GC_{pi})$ . (ASCE 7 Table 26.11-1)
- Velocidad de presión de viento,  $q$ . (ASCE 7 Equation 27.3-1)
- Coeficiente de presión externa,  $C_p$ . (ASCE 7 Figure 27.4-1 et seq.)
- Presión interna del viento,  $p_i$ . (ASCE 7 Equation 27.4-1)
- Presión externa del viento,  $p_e$ . (ASCE 7 Equation 27.4-1)
- Presión externa e interna del viento combinadas,  $p$ . (ASCE 7 Equation 27.4-1)

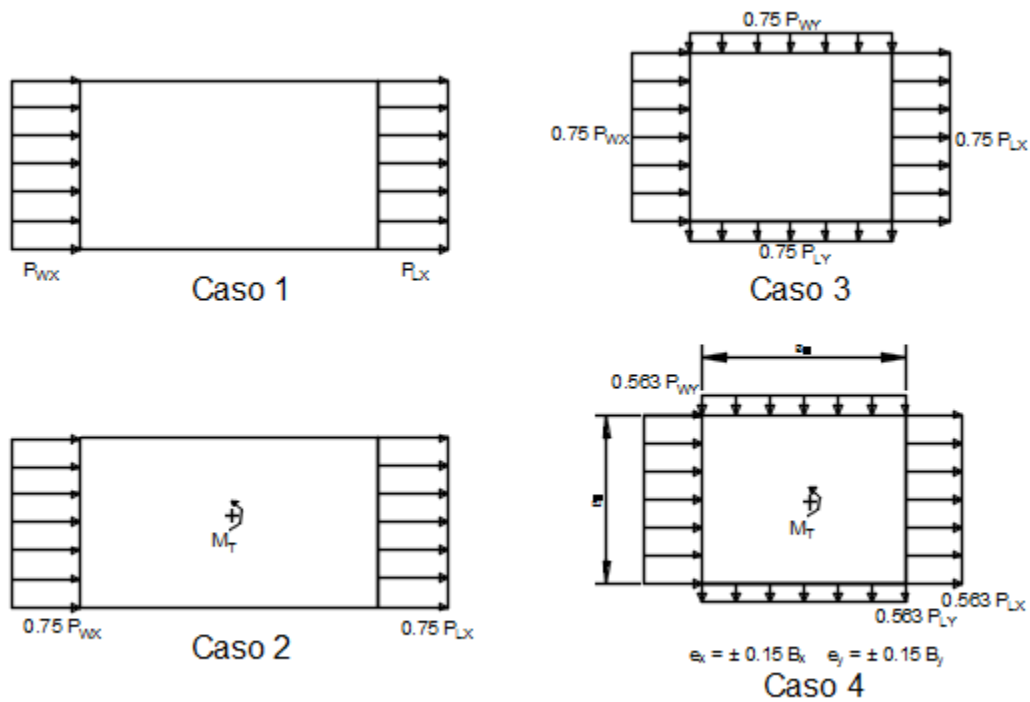
- Chequeo de diseño mínimo con cargas de viento. (ASCE 7 Section 27.1.5)
- Casos de cargas de diseño de viento aplicadas. (ASCE 7 Figure 27.4-8)

Este método se comienza con aplicar una carga de 16 lb/ft<sup>2</sup> (78.12 kg/m<sup>2</sup>) para paredes y 8 lb/ft<sup>2</sup> (39.06 kg/m<sup>2</sup>) para techos, como carga uniformemente distribuida proyectada desde un plano vertical como se muestra en la siguiente figura.



### 3.2.2.1 Gráfico de Aplicación de cargas de viento mínimas. (Williams, 2014)

Estas se toman como las mínimas cargas de diseño pero para el diseño definitivo se deben analizar las diferentes combinaciones de cargas y momentos que se muestran a continuación.



### 3.2.2.2 Gráfico de Casos de combinaciones de cargas de viento para diseño. (Williams, 2014)

Se puede observar que en el Caso 2 y Caso 4 se tiene un momento actuando en la estructura y que esto produce torsión. Todos estos casos deben ser utilizados para el diseño y que en cada caso se debe aplicar para ambas direcciones, en este gráfico solo se muestra para una dirección en cada caso.

Para el caso 1 se tiene que la carga se aplica a lo largo de cada eje principal y considerando que se aplica la carga en cada eje por separado.

En el caso 2 se considera que se aplica el 75 % de la carga de viento total y en conjunto de un momento torsional y que esto se debe aplicar por separado en cada eje principal de la estructura. Se debe mencionar que este análisis se debe hacer en ambas direcciones, es decir, considerando la carga en sentido positivo y negativo.

Las fórmulas que se utiliza son:

$$M_T = 0.75(P_{WX} + P_{LX})B_X e_X : \text{Viento actuando en dirección X}$$

$$M_T = 0.75(P_{WY} + P_{LY})B_Y e_Y : \text{Viento actuando en dirección Y}$$

$$e_X = \mp 0.15B_X : \text{Viento actuando en dirección X}$$

$$e_Y = \mp 0.15B_Y : \text{Viento actuando en dirección Y}$$

Donde:

$P_{WX}$  : Presión actuando en el barlovento en el eje X

$P_{WY}$  : Presión actuando en el barlovento en el eje Y

$P_{LX}$  : Presión actuando en el sotavento en el eje X

$P_{LY}$  : Presión actuando en el sotavento en el eje Y

$e_X$  : Excentricidad del viento actuando en la dirección del eje X medido desde el centro geométrico de la cara del edificio perpendicular a la dirección del viento.

$e_Y$  : Excentricidad del viento actuando en la dirección del eje Y medido desde el centro geométrico de la cara del edificio perpendicular a la dirección del viento.

$M_T$  : Momento torsional por unidad de altura actuando en un eje vertical del edificio.

Para el caso 3 se considera que el 75% de la carga total de viento actúa simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.

Y por último en el caso 4 se considera el 56.3% de la carga total de viento actuando simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura y con un momento torsional que se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_T = 0.563(P_{WX} + P_{LX})B_X e_X + 0.563(P_{WY} + P_{LY})B_Y e_Y$$



La norma ASCE 7 – 10 nombra que para los siguientes tipos de edificios, no es necesario diseñarlos con los casos de carga 2 y 4:

- Edificio de un piso con  $H \leq 30$  ft o 9.14 m.
- Edificios de uno o dos pisos contruidos con pórticos livianos.
- Edificios de uno o dos pisos contruidos con diafragmas flexibles.
- Edificios que cumplan los requisitos de distribución y rigidez espaciales nombrados en el Apéndice D, sección D1.2 a D1.5.

En este Apéndice nombra los siguientes casos para los cuales no se deben aplicar los casos de carga de viento 2 y 4:

#### Apéndice D1.2. Edificios controlados por cargas sísmicas.

Existen dos casos dentro de estos edificios:

- a) Diafragmas en cada nivel que no son flexibles.

En este caso el edificio está principalmente diseñado y las cargas que mandan su diseño son las de sismo y esto ocurre también cuando la excentricidad entre el centro de masas y el centro geométrico no exceda en el nivel analizado el 15% la anchura total edificio a lo largo cada eje principal considerado en cada nivel.

- b) Diafragmas en cada nivel que son flexibles.

Esto se aplica cuando:

El diseño por fuerza de corte por carga sísmica se lo resuelve con elementos verticales y que sean al menos 1.5 veces el diseño correspondiente a la fuerza de corte por carga de viento en el mismo elemento.

### Apéndice D1.3. Edificios calificados como regularmente torsionales bajo carga de viento

En este caso se considera que el máximo desplazamiento utilizando el caso 2 que corresponde a un caso de carga torsional por carga de viento, no debe exceder el máximo desplazamiento en la misma ubicación utilizando el caso 1 de carga de diseño.

### Apéndice D1.4. Edificios con diafragmas que son flexibles y son diseñados para cargas de viento incrementadas.

Si la carga de viento básica se incrementa en 1.5 veces no es necesario considerar los casos de carga con momento torsional.

### Apéndice D1.5. Edificios con diafragma simple de clase 1 y 2 ( $H \leq 160$ ft o 49 m)

Conociendo los siguientes requerimientos que son referentes a la sección 27.5.2.

#### a) Caso A – Edificios Clase 1 y 2

En este caso están edificios con una relación  $L/B = 1.0$ , donde se cumplen todas estas condiciones:

1. La rigidez del MWFRS en dirección de cada eje principal son iguales, y
2. La rigidez individual de cada MWFRS en dirección de cada eje principal debe ser igual y simétrico colocado en el centro de la carga de viento aplicada bajo el eje principal considerado.
3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal debe ser 100% del total de rigidez de cada eje principal.

4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal es al menos un 45% del espesor efectivo del edificio en el eje considerado.

b) Caso B – Edificios Clase 1 y 2

En este caso están edificios con una relación  $L/B = 1.0$ , donde se cumplen todas estas condiciones:

1. La rigidez del MWFRS en dirección de cada eje principal son iguales, y
2. La rigidez individual de cada MWFRS en dirección de cada eje principal debe ser igual y simétrico colocado en el centro de la carga de viento aplicada bajo el eje principal considerado.
3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal debe ser 66% del total de rigidez de cada eje principal.
4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal es al menos un 66% del espesor efectivo del edificio en el eje considerado.

c) Caso C – Edificios Clase 1 y 2

Se aplica con edificios rectangulares cuya relación  $L/B = 0.5$  o  $2$ , donde se cumplen las siguientes condiciones:

1. La rigidez del MWFRS en dirección de cada eje principal son iguales, y
2. La rigidez individual de cada MWFRS en dirección de cada eje principal debe ser igual y simétrico colocado en el centro de la carga de viento aplicada bajo el eje principal considerado.
3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal debe ser 100% del total de rigidez de cada eje principal.
4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal es al menos un 80% del espesor efectivo del edificio en el eje considerado.

d) Caso D – Edificios Clase 1 y 2

Son edificios rectangulares con una relación de  $L/B = 0.5$  o  $2$ , donde se cumplen las siguientes condiciones:

1. La rigidez del MWFRS en dirección de cada eje principal son iguales, y
2. La rigidez individual de cada MWFRS en dirección de cada eje principal debe ser igual y simétrico colocado en el centro de la carga de viento aplicada bajo el eje principal considerado.
3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal debe ser 80% del total de rigidez de cada eje principal.
4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal es al menos un 80% del espesor efectivo del edificio en el eje considerado.

e) Caso E – Edificios Clase 1 y 2

Son edificios rectangulares con una relación de  $L/B$  que varía en dos rangos

- 1)  $0.5 < L/B < 1.0$
- 2)  $1.0 < L/B < 2.0$

En donde los requerimientos de rigidez y la distancia entre las líneas más separadas del MWFRS en cada dirección deben ser interpoladas entre el Caso A y el Caso C, y entre el Caso B y el Caso D para los valores de variación de la relación  $L/B$  respectivamente en cada uno.

### Caso F – Edificio de Clase 1

Son edificios rectangulares con una relación de  $L/B$  que varía en dos rangos

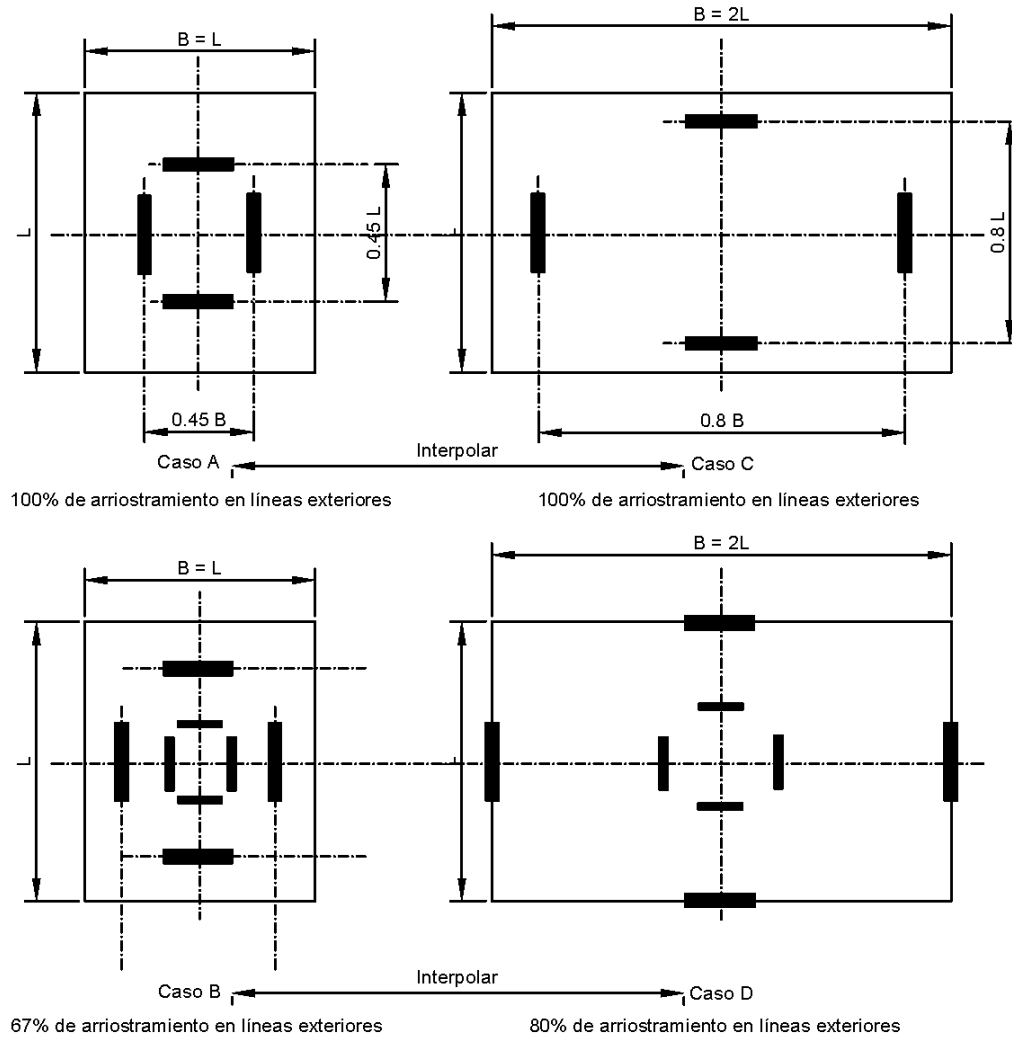
1)  $0.5 < L/B < 1.0$

2)  $1.0 < L/B < 2.0$

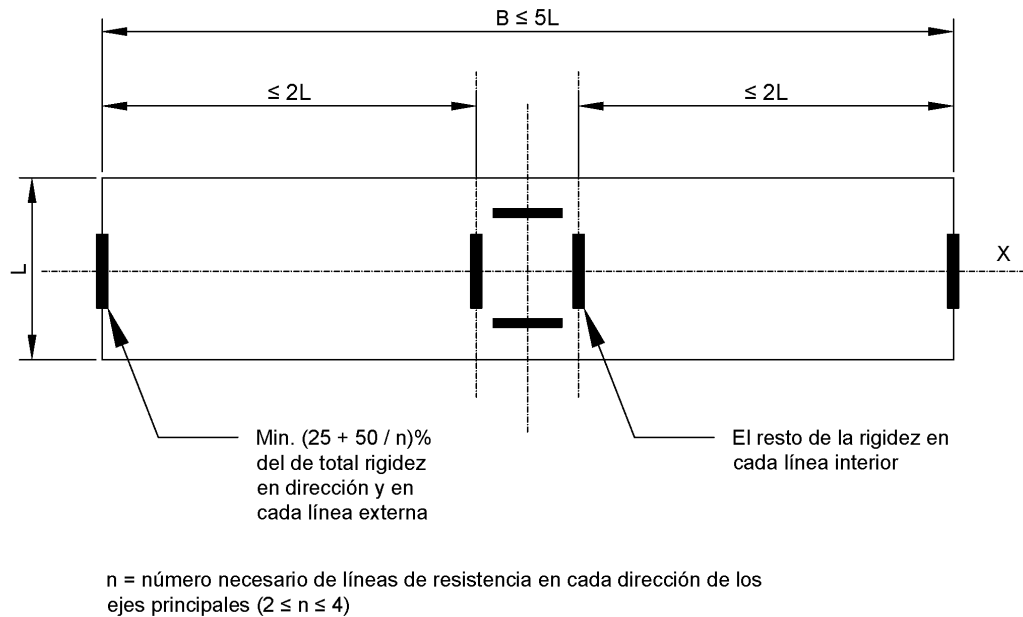
Y donde se cumplen las siguientes condiciones:

1. La rigidez del MWFRS en dirección de cada eje principal son iguales, y
2. Todas las líneas del MWFRS deben ser simétricas colocadas desde el centro de aplicación de las cargas de viento a lo largo del eje principal considerado
3. La distancia entre las líneas de resistencia del MWFRS en el eje principal no debe exceder 1 veces el menor ancho efectivo del edificio en el eje considerado.
4. La rigidez individual de las líneas más separadas del MWFRS en cada eje principal deben ser iguales y no ser menor que  $(25 + 50/n) \%$  del total de rigidez donde  $n$  es el número de líneas requeridas en dirección del eje principal requeridas por los numerales 1 y 3. Los valores de  $n$  pueden ser 2, 3 o 4.

En el gráfico siguiente se puede distinguir con más claridad todos estos requerimientos.



### 3.2.2.3 Gráfico de Requerimientos para casos de carga de viento para Casos A, B, C, D, E. (ASCE, 2010)



#### 3.2.2.4 Gráfico de Requerimientos para casos de carga de viento para Caso F. (ASCE, 2010)

Se puede observar que en la mayoría de casos se excluyen los casos de carga de viento con momento torsional en función de la rigidez que se obtiene del MWFRS y de su configuración en el edificio, pero se puede resaltar que se excluyen dichos casos en donde el diseño por cargas sísmicas es el que domina el diseño del edificio, y que comparando en nuestro país, en su mayoría de territorio pasa esto y que el diseño estructural va dominado por las cargas sísmicas.

### **3.2.3 Cargas de viento en edificios – Procedimiento de Recinto (Wind loads on buildings – MWFRS, Envelope Procedure).**

Este método es aplicable para edificios regulares cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de baja altura que tengan cubiertas a dos aguas, a cuatro aguas pero que su altura no exceda los 60 pies (18.28 m).

Debido a que se busca diseñar un edificio que contenga un número mayor a 40 pisos que y que tenga una altura aproximada de 128 metros. Este método o procedimiento de envolvente no sería aplicable a nuestro caso, por lo tanto, no se lo detallará.

### **3.2.4 Cargas de Viento – Componentes y Revestimientos (Components Wind loads – Components and Claddings, C&C)**

Este método o procedimiento busca calcular las presiones en componentes y revestimientos de edificios y que está compuesto por las siguientes partes:

#### **Parte 1**

Aplicable a edificios cerrados o parcialmente cerrados y donde se debe cumplir que:

- Edificios de baja altura según la definición del ASCE 7 – 10
- Edificios con  $h \leq 60$  ft (18.3 m)



## Parte 2

Esta parte tiene un enfoque simplificado y es aplicable a edificios cerrados y que cumpla lo siguiente:

- Edificios de baja altura según la definición del ASCE 7 – 10
- Edificios con  $h \leq 60 \text{ ft}$  (18.3 m)

## Parte 3

Se aplica esta parte para edificios cerrados o parcialmente cerrados y donde los edificio deben tener un  $h > 60 \text{ ft}$  (18.3 m)

El edificio cuenta con un techo plano, tejado a dos aguas, cubierta a dos aguas, cubierta a cuatro aguas, techo abovedado, o en el techo en forma de cúpula y las presiones del viento se calcula a partir de una ecuación de la presión del viento.

## Parte 4

Esta parte tiene un enfoque simplificado y se aplica a edificios cerrados y los edificios deben tener un  $h \leq 160 \text{ ft}$  (48.8 m)

## Parte 5

Esta parte es aplicable a todos los edificios abiertos de cualquier altura que tenga un techo de dos aguas libres, media agua libre o techo de canal libre.

## Parte 6

Esta parte se aplica en las aperturas de los edificios donde se tenga techos tales como techos en voladizos, parapetos y equipamiento de techos.

Se puede observar en este método o procedimiento de la norma ASCE 7 – 10 que con excepción de la parte 3 y parte 5, todas las demás partes son excluidas en nuestro caso de estudio, pues, limitan la aplicación de las demás partes mayormente por la altura máxima o mínima del edificio y que el mismo en estudio no entra dentro de esos rangos.

La parte 3 y parte 5 que sería aplicable a el edificio depende también si se decide usar los tipos de techos que nombra este numeral, ya que, en caso contrario y que no se utilice estos tipos de techos, dichos procedimientos quedarían excluidos para el estudio pertinente.

### **3.2.5 Procedimiento de Túnel de Viento – Wind Tunnel Procedure**

Este procedimiento se debe aplicar como manera complementaria cuando se lo requiera en las secciones 27.1.3, 28.1.3, y 29.1.3.

Sección 27.1.3, 28.1.3 y 29.1.3.

Estas secciones toman en consideración la mayoración de cargas debido a efectos de ráfagas cuando ocurre el efecto de resonancia y debido a esto se produce vibraciones en edificios flexibles. Estos edificios que no cumplan con los requerimientos siguientes o que tengan una forma inusual o características de respuesta inusual deben ser analizados por otras consideraciones de la norma o que se puede aplicar el Procedimiento de Túnel de Viento:

- Edificios con una forma regular
- El edificio tiene una característica de respuesta inusual como en el caso de efecto tales como; carga de viento transversal, vórtice vertimiento, inestabilidad debido a galope o aleteo; o no tiene una ubicación para que se produzca una canalización de efectos o azotamiento en la estela de barlovento con obstrucciones.

Es importante que se tenga en cuenta que este procedimiento puede ser utilizado en cualquier edificio de cualquier altura y que puede reemplazar a los procedimientos del capítulo 27 Procedimiento Direccional, capítulo 28 Procedimiento de Envolvente y capítulo 29 Procedimiento para otras estructuras y capítulo 30 Componentes y Revestimientos para todo tipo de edificios y otras estructuras.

Este procedimiento se recomienda para determinar las presiones en el MWFRS y en el caso del Procedimiento C&C. Se recomienda también ya que este método se caracteriza por determinar las presiones de viento de manera más precisa que cualquier otro método en la norma por esto mismo es que puede reemplazar cualquier otro método que se encuentra en la misma.

## Condiciones de prueba

Todos los ensayos que se realicen para determinar cargas de viento deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La capa límite atmosférica natural, ha sido modelada para tomar cuenta de la variación de la velocidad del viento con la altura.
- La macro correspondiente longitud y microlongitud (integral) escalas de la componente longitudinal del turbulencia atmosférica se modelan a aproximadamente a la misma escala que la utilizada para modelar el edificio o estructura.
- El edificio u otra estructura modelada y las estructuras circundantes y la topografía son geoméricamente similares a sus homólogos a escala completa, excepto que, para edificios de baja altura que satisfacen los requisitos de la Sección 28.1.2, las pruebas serán permitida para el edificio modelado en una sola sitio de la exposición como definida en la Sección 26.7.3.
- El área proyectada del edificio u otra estructura modelada y sus alrededores es menor que 8 por ciento (8%) de la sección de prueba área de sección transversal a menos que la corrección se hace para obstrucción.
- El gradiente de presión longitudinal en la sección de prueba del túnel de viento se contabiliza.
- Los efectos del número de Reynolds en presiones y fuerzas se reducen al mínimo.
- Características de respuesta de la instrumentación túnel de viento son consistentes con las mediciones requeridas.

## **Efectos de las cargas en el procedimiento**

El efecto de carga necesaria para el diseño de la fuerza será determinada por el mismo intervalo de recurrencia media como para el método analítico, mediante el uso de un método de análisis racional, el cual se define en la norma conocida, por la combinación de los datos del túnel de viento de dirección con los datos de dirección meteorológicos o probabilístico a base de estos modelos.

El efecto de carga requerido para diseño tensión admisible será igual al efecto de carga necesaria para el diseño de la fuerza dividida por 1,6.

Para los edificios que son sensibles a las posibles variaciones en los valores de los parámetros dinámicos, se requieren estudios de sensibilidad para proporcionar una base racional para recomendaciones de diseño.

## **Limitaciones de la Velocidad del Viento**

La velocidad del viento y la estimación basada en probabilística debe sujetarse a las limitaciones descritas en la sección 26.5.3 de la ASCE 7 – 10.

### **Sección 26.5.3**

La sección establece que el usuario que determine la velocidad del viento basado en probabilística tenga cuidado el factor de ráfaga, coeficiente de exposición de la presión de velocidad, coeficiente de presión, y el coeficiente de fuerza deben ser medidos por una ráfaga de viento a una distancia de 10 m sobre el nivel de terreno.

## **Limitaciones de Carga**

Las cargas para el MWFRS determinadas por el procedimiento de Túnel de Viento tienen que estar limitadas por las principales cargas en dirección en X y Y, siendo no menores al 80 por ciento de estas que son calculadas por el procedimiento del Capítulo 27 del Procedimiento Direccional y del capítulo 28 del Procedimiento de Recinto.

La carga director general se basa en el momento de vuelco para edificios flexibles y el cortante basal para otros edificios.

Las presiones para los componentes y revestimiento determinadas por las pruebas de túnel de viento se limitarán a no menos del 80% de los calculados para la zona 4 para las paredes y la zona 1 para techos utilizando el procedimiento del capítulo 30.

Los valores límite de 80% se pueden reducir a 50% para la MWFRS y 65% para los componentes y revestimiento si cualquiera de las siguientes condiciones se aplica:

1. No hay edificios específicos influyentes u objetos dentro del modelo detallado de proximidad.
2. Las cargas y presiones de pruebas complementarias para todas las direcciones del viento significativas en los edificios específicos u objetos influyentes se sustituyen por el representante de la rugosidad representante de condición de rugosidad adyacente, pero no más áspera que la exposición B, se incluyen en los resultados de las pruebas.

### **3.3 Diseño Estructural considerando cargas de viento utilizando la Norma Complementaria Mexicana**

#### **3.3.1 Criterios de Análisis**

Los criterios mínimos para el análisis con cargas de viento son los siguientes:

- Dirección de Análisis
- Factores de carga y reducción de resistencia
- Seguridad contra el volteo
- Seguridad contra el deslizamiento
- Presiones Interiores
- Seguridad durante la construcción
- Análisis Estructural
- Interacción suelo – estructura

#### **3.3.2 Clasificación de las construcciones**

Para comenzar el diseño de un edificio considerando cargas de viento se debe primero clasificar la estructura según su importancia y esto se realiza con el siguiente criterio:

- Según su importancia o destino.
- Según su respuesta ante la acción del viento:

**Tipo 1.-** Estructuras poco sensibles a las ráfagas de viento y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquéllas en las que la relación de aspecto  $\lambda$  (definida  $\lambda$ , como; el

cociente entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual a cinco (5) y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a dos (2) segundos.

También incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta suficientemente rígidos.

Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, proporcione la resistencia necesaria a los esfuerzos solicitados.

**Tipo 2.-** Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento.

Dentro de este tipo se encuentran los edificios con relación de aspecto, mayor que cinco (5), o con periodo fundamental mayor que un segundo (1 seg.). Se incluyen también, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y todas aquellas construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

Se excluyen además aquellas que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

**Tipo 3.-** Estas estructuras, además de reunir todas las características de las del Tipo 2, presentan oscilaciones significativas transversales al flujo del viento inducidas por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento o de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o



elevadas, arbotantes para iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión.

**Tipo 4.-** Estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables. También pertenecen a esta clasificación las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1 y las estructuras flexibles con periodos de vibración próximos entre sí.

### ***3.3.3 Efectos del viento que deben considerarse***

A continuación se mencionan los efectos que según el tipo de construcción se deberán tomar en cuenta en el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento.

Empujes medios:

Son los causados por presiones y succiones del flujo del viento prácticamente laminar, tanto exteriores como interiores, y cuyos efectos son globales (para el diseño de la estructura en conjunto) y locales (para el diseño de un elemento estructural o de recubrimiento en particular) Se considera que estos empujes actúan en forma estática ya que su variación en el tiempo es despreciable.

Empujes dinámicos en la dirección del viento:

Consisten en fuerzas dinámicas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento y cuya vacilación en el tiempo influye de manera importante en la respuesta estructural.

### Vibraciones transversales al flujo:

La presencia de cuerpos en particular cilíndricos o prismáticos, dentro del flujo del viento, genera entre otros efectos el desprendimiento de vórtices alternantes que a su vez provocan sobre los mismos cuerpos, fuerzas y vibraciones transversales a la dirección del flujo.

### Inestabilidad aerodinámica:

Se define como la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la geometría de la construcción y los distintos ángulos de incidencia del viento.

A continuación se menciona los efectos que se deben tomar en cuenta en cada uno de los tipos de estructura.

En el diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1, bastará con tener en cuenta los empujes medios estáticos calculados de acuerdo con lo establecido en el capítulo 8 y empleando las velocidades de diseño que se especifican en el capítulo 6.

Para diseñar las construcciones de Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento.

Estos se tomarán en cuenta mediante la aplicación del factor de respuesta dinámica debida a ráfagas, el cual no se trata en las presentes normas (Volumen 4 Tomo III Diseño por Viento).

Las estructuras del Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios establecidos para las del Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos transversales generados por los vórtices alternantes.

Finalmente, para las del Tipo 4 los efectos del viento se evaluarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, con estudios representativos analíticos o experimentales; pero

nunca puede suceder que los valores de los efectos resultantes puedan ser menores que los especificados para las construcciones del Tipo 3.

En construcciones con geometría poco usual se deberán calcular los esfuerzos correspondientes con el procedimiento de Túnel de Viento que se especifican en las normas.

Las estructuras que tengan problemas de inestabilidad aero-elástico deberán ser analizadas con métodos especiales calificados por la INIFED (Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa).

Los procedimientos y la interpretación de los resultados deberán ser guiados por lo especificado en la norma.

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de construcción y que esto amerite que se coloquen apuntalamientos y contravientos provisionales. Y para este caso se evaluarán las velocidades que refieren al Capítulo 6, las cuales, están asociadas a un período de retorno de 10 años.

#### ***3.3.4 Procedimientos para determinar las acciones por viento***

Se proponen tres procedimientos para determinar las acciones del viento en las estructuras:

El primero, referido como análisis estático el cuál se empleará cuando se trate de estructuras suficientemente rígidas, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento.

De caso contrario se utilizarán procedimientos con métodos de análisis dinámicos, en donde las estructuras son sensibles a los efectos dinámicos del viento, pero, que este caso no se contempla en el alcance de estas normas.

Tercero, es el procedimiento de Túnel de Viento que se realiza para estructuras que su geometría sean irregulares. También se aconsejan cuando es necesario calcular

coeficientes de presión para diseñar recubrimientos de estructuras que tengan una forma poco común.

### 3.3.5 Categorías de terrenos y clases de estructuras.

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales del sitio en donde se implantará la construcción y también dependiendo del tamaño de esta. Por la razón vista se establecen las diferentes clasificaciones de estructuras según su tamaño.

Clase de estructura según su tamaño	
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanas y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

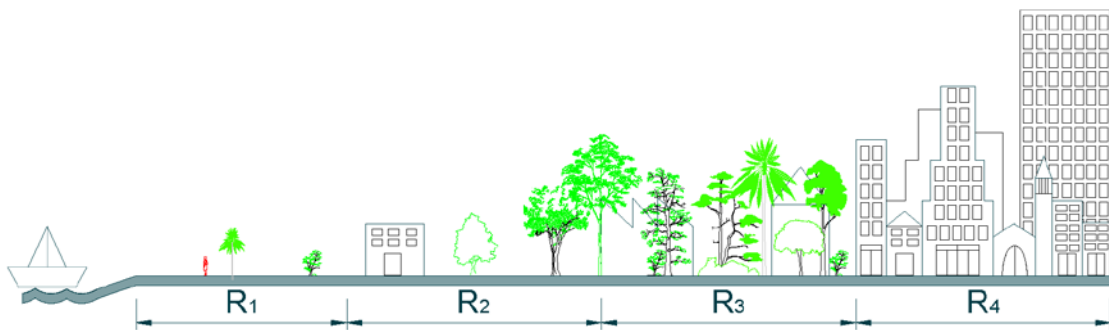
3.3.5.1 Cuadro de clasificación de estructura según su tamaño. (INIFED, 2011)

Se puede clasificar la estructura según la rugosidad de terreno alrededor de su sitio de implantación y se lo clasifica de la siguiente manera, como se indica en la tabla a continuación:

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS	LIMITACIONES
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas.	La longitud mínima de desarrollo este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

3.3.5.2 Cuadro de Categoría de terreno según su rugosidad. (INIFED, 2011)

Para tener una facilidad de clasificar los terrenos según su rugosidad, la norma presenta el gráfico que se muestra a continuación:



3.3.5.3 Gráfico de clasificación de categorías de terreno según su rugosidad. (INIFED, 2011)

### 3.3.6 Determinación de la velocidad de diseño, $V_D$

La velocidad de diseño,  $V_D$  es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un elemento de la misma.

La velocidad de diseño, que se expresa en km/h, se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

Donde:

$F_T$ : Factor de Topografía Local, factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

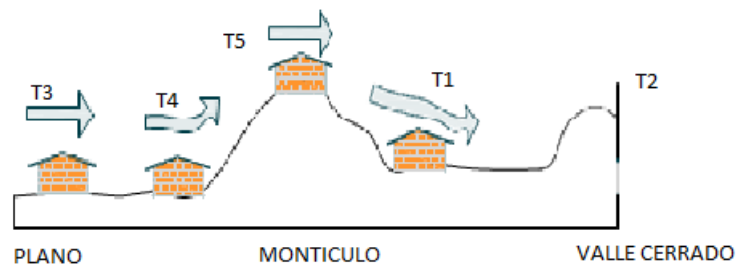
$F_\alpha$ : Factor de Exposición, factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura.

$V_R$ : la velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h. La velocidad regional  $V_R$  y los factores  $F_\alpha$  y  $F_T$  se definen y se

determinan según las ecuaciones y tablas correspondientes que se muestran en los temas a continuación.

### 3.3.7 Factor de Topografía, $F_T$

En el gráfico siguiente se puede apreciar las diferentes formas de topográficas locales para poder clasificar la estructura según su terreno de desplante a sus alrededores.



3.3.7.1 Gráfico de Formas Topográficas Locales. (INIFED, 2011)

En el cuadro que se observa a continuación se puede observar los valores del Factor de Topografía Local para utilizarlos en la expresión de la Velocidad de Diseño,  $V_D$ .

SITIOS	TIPO	TOPOGRAFÍA	FT
Protegidos	T1	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8
	T2	Valles cerrados	0.9
Normales	T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%	1.0
Expuestos	T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

3.3.7.2 Cuadro de valores de Factor de Topografía Local,  $F_T$ . (INIFED, 2011)

### 3.3.8 Factor de Exposición, $F_a$

Este factor considera la velocidad del viento con respecto a su altura  $Z$ . También considera los elementos de recubrimiento y las características de exposición. El factor se calcula con la siguiente expresión:

$$F_a = F_C F_{rz}$$

Donde:

$F_C$ : Factor de tamaño, factor que determina la influencia del tamaño de la estructura o construcción

$F_{rz}$ : Factor de rugosidad y altura, factor que establece la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$  de la edificación en función de la categoría de rugosidad del terreno de los alrededores.



CLASE DE ESTRUCTURA	FC
A	1.00
B	0.95
C	0.90

3.3.8.1 Cuadro de Valores del Factor de Tamaño,  $F_C$ . (INIFED, 2011)

### 3.3.9 Factor de Rugosidad y Altura, $F_{rz}$ .

Establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$ . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10 \text{ m.}$$

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{Z}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Si } 10 \text{ m.} < Z < \delta$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{Si } Z \geq \delta$$

Donde:

$\alpha$ : Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

$\delta$ : Es la altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente, se lo mide en metros.

CATEGORÍA DEL TERRENO	$\alpha$			$\delta$ (m)
	CLASE DE ESTRUCTURA			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

3.3.9.1 Cuadro de valores para  $\alpha$  y  $\delta$ . (INIFED, 2011)

### 3.3.10 Velocidad Regional, $V_R$

Es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del territorio.

Esta velocidad se calcula mediante mediciones de ráfagas de viento de 3 segundos y a 10 m de altura del suelo. Y que la mayoría de estas ya están delimitadas por estudios previos como en la isótaca que se muestran en los gráficos 2.2.1.1 y 2.2.1.2 que son correspondientes a nuestro país, Ecuador.

Según la importancia de la construcción se deben tomar valores diferentes al período de retorno a considerarse en el diseño de la edificación, y que estos, están relacionados con la clasificación de la categoría de terreno según su rugosidad.

### 3.3.11 Presión Dinámica en la Base

Cuando el viento actúa sobre un elemento, genera presiones sobre su superficie que varían según la magnitud de la velocidad y la dirección del viento.

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie y que esta, sea plana y perpendicular a él, se denomina comúnmente presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048GV_D^2$$

Donde:

G: Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, y es adimensional.

$V_D$ : Velocidad de diseño la mencionada anteriormente.

$q_z$ : Presión dinámica de la base a una altura Z sobre el nivel de terreno, se mide en kg/m<sup>2</sup>.

El factor de corrección por temperatura se obtiene de la ecuación siguiente, de la cual se obtiene el mismo coeficiente de 0.0048 que se utiliza en la fórmula anterior:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + T}$$

Donde:

$\Omega$ : Es la presión barométrica, medida en mm de Hg.

T: Es la temperatura ambiental promedio en C°.

En el siguiente cuadro se puede apreciar los valores de  $\Omega$  que están relacionados con la altura en msnm.

ALTITUD (msnm) hm	PRESIÓN BAROMÉTRICA (mm de Hg) $\Omega$
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

3.3.11.1 Cuadro de valores de la presión barométrica con relación a la altura. (INIFED, 2011)

Para calcular la presión que actúa en una construcción determinada se aplica la siguiente expresión, que se calcula con las unidades de kg/m<sup>2</sup>:

$$p_z = C_p q_z$$

Donde:

$C_p$ : Es el coeficiente de presión en una estructura y si la presión es externa o interna, es un coeficiente adimensional.

Este coeficiente se analiza en los temas siguientes donde se analiza presiones tanto externas como internas.

### 3.3.12 *Análisis Estático*

Este procedimiento es aplicable para diseño de estructuras de Tipo 1.

Las limitaciones que presenta este procedimiento son las siguientes dentro de las estructuras de Tipo 1:

- Relación  $H/d \leq 5$ , donde  $H$  es la altura de la construcción y  $d$  es la dimensión mínima de la base.
- El periodo fundamental de la estructura es menor o igual que dos segundos ( $\leq 2$  seg.).

Cuando se tiene estructuras cerradas, techos aislados, o cubiertas adyacentes no es necesario calcular su período fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- La altura total de la edificación es menor o igual a 15 m. ( $H \leq 15$  m.)
- La planta de la estructura es de forma rectangular o ya sea conformada por formas rectangulares.
- La relación  $H/d$  es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, para toldos y cubiertas adyacentes en voladizo, el claro no debe ser mayor que 5 m.
- Para construcciones cerradas, techos aislados, la pendiente en que este colocado no debe exceder los  $20^\circ$  y techos múltiples no debe exceder de  $60^\circ$  y para cubiertas adyacentes o toldos, esta no debe ser mayor que  $5^\circ$ .

### **3.3.13 Presiones y Fuerzas debidas a la acción del viento.**

#### **Empujes Medios**

Este tipo de empujes se aplica al diseño de estructuras Tipo 1 y para elementos de fachada y recubrimientos de edificios para los de Tipo 1, 2 y 3. Los empujes dinámicos correspondientes a las estructuras de Tipo 2 y 3 no se analizan en esta norma.

#### **Fuerzas sobre construcciones cerradas**

Se considera una estructura o construcción cerrada a aquella que tiene muros y techo ya sea a una a o dos aguas, dispuestos de tal manera que formen un prisma. Los techos y muros no necesariamente totalmente impermeables y pueden tener ventanas o puertas en el caso de los muros, y por donde se van a generar presiones internas ya que el flujo del viento puede penetrar.

Si la estructura tiene una abertura en un lado se la considera cerrada con una abertura dominante en ese lado, y si la estructura tiene menos que tres muros, estos se los diseña por separado.

Las fuerzas que se ejercen sobre los elementos de estructuras cerradas, muros y techos, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_e = p_z A_z$$

Donde:

$p_z = (p_e - p_i)$ , para construcciones cerradas,

$p_z = p_n$ , si se aplica la presión neta

Y en donde:

$F_e$ : Es la fuerza del viento que actúa perpendicularmente a la superficie de un elemento de la estructura, se la mide en kg.

$p_z$ : Es la presión de diseño a la altura  $Z$ , se mide en kg/m<sup>2</sup>

$p_e$ : Es la presión exterior, se mide en kg/m<sup>2</sup>

$p_i$ : Es la presión interior, se mide en kg/m<sup>2</sup>

$p_n$ : Es la presión neta, se mide en kg/m<sup>2</sup>

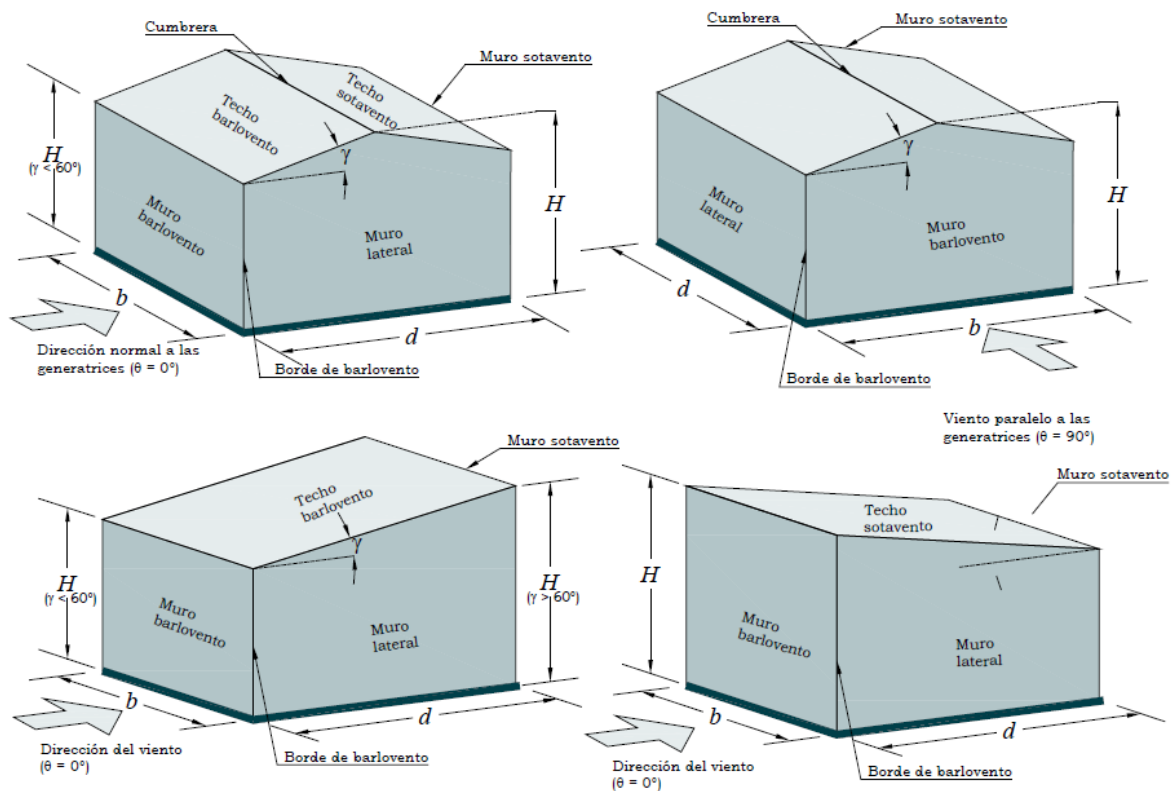
$A_z$ : Es el área de la estructura o parte de ella, a la altura  $Z$  donde actúa la presión de diseño ( $p_z$ ), se mide en m<sup>2</sup>.

Esta última depende de las siguientes condiciones:

- A una parte de alguna de las superficies de la construcción en la que la presión de diseño corresponde a una velocidad y dirección del viento dada, y que se verá afectada por el coeficiente de presión,  $C_p$ , el cual a su vez depende de la forma de la estructura.
- A la superficie de la construcción o de un elemento estructural, proyectada sobre un plano normal al flujo del viento; la presión de diseño se verá afectada por el coeficiente de arrastre,  $C_a$ , según la forma de la construcción o del elemento estructural.
- A las superficies que se indiquen en los incisos correspondientes, cuando se empleen coeficientes de fuerza,  $C_f$ , o coeficientes de presión neta,  $C_{pn}$ , para evaluar la fuerza total de diseño.

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una estructura deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e interiores, o de las presiones netas, que se presenten sobre sus superficies.

Se puede observar más claramente a continuación las fuerzas que actúan en una estructura que se considera cerrada y sus definiciones para aplicar de los procedimientos de la norma.

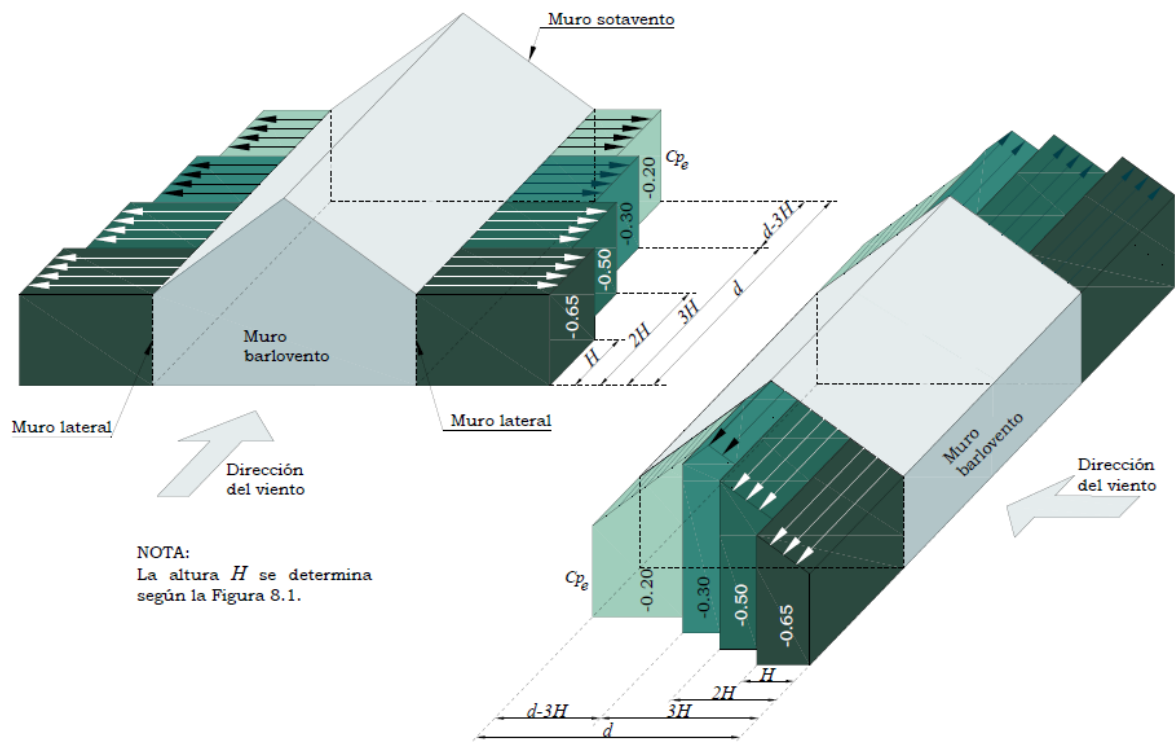


### 3.3.13.1 Gráficos de parámetros de construcción de una estructura cerrada en su planta.

(INIFED, 2011)

En el siguiente gráfico se puede observar las definiciones de las zonas para la aplicación del coeficiente de presión externa, igualmente en una estructura cuya planta se considera cerrada.





3.3.13.2 Gráfico de definición de zonas para aplicación de los coeficientes de presión externa. (INIFED, 2011)

### 3.3.14 Presiones exteriores

Las presiones  $p_e$  mencionadas anteriormente que se aplican a las estructuras se calculan mediante la expresión siguiente:

$$p_e = C_{ep} K_A K_L q_z$$

Donde:

$C_{ep}$ : Coeficiente de presión interna, es adimensional.

$K_A$ : Es el factor de reducción de presión por tamaño de área, es adimensional.

$K_L$ : Es el factor de presión local, es adimensional.

$q_z$ : Es la presión dinámica de la base del viento, se mide en  $\text{kg/m}^2$ . Mencionada anteriormente.

En los cuadros siguientes se puede observar los valores del coeficiente de presión externa  $C_{ep}$ , para edificaciones con planta conformada de muros y techos que se consideran cerrada. Se debe tener en cuenta que depende la dirección en la que actúa el viento y que en algunos, la altura  $H$  depende del ángulo  $\gamma$ .

Las presiones positivas significan que la presión se aplica en la superficie, mientras que las presiones negativas son las que se alejan de la superficie en análisis.

SUPERFICIE	DIRECCIÓN DEL VIENTO $\theta$	d/b	INCLINACIÓN DEL TECHO $\gamma$	$C_{ep}$
Barlovento	Normal o paralela a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal a las generatrices ( $q = 0^\circ$ )	$\leq 1$	$< 10^\circ$	-0.5
		$= 2$		-0.3
		$\geq 4$		-0.2
		Cualquiera	$10^\circ \leq g \leq 15^\circ$	-0.3
			$= 20^\circ$	-0.4
			$= 25^\circ$	-0.5
	Paralela a las generatrices ( $q = 90^\circ$ )	$\leq 1$	Cualquiera	-0.5
		$= 2$		-0.3
		$\geq 4$		-0.2

3.3.14.1 Cuadro de valores del coeficiente de presión externa,  $C_{ep}$ . (INIFED, 2011)

Es importante tener en cuenta que para valores intermedios de  $d/b$  y  $\gamma$  se permite interpolar.

Para la tabla que se muestra a continuación es necesario aplicarla con el gráfico mostrado anteriormente (Gráfico de definición de zonas para aplicación de los coeficientes de presión externa) donde se define las zonas de aplicación más claramente.

DISTANCIA HORIZONTAL A LO LARGO DE UN MURO LATERAL MEDIDA A PARTIR DE LA ARISTA COMÚN CON EL MURO DE BARLOVENTO.	COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR $C_{pe}$
de 0 a 1 H	-0.65
de 1 H a 2 H	-0.50
de 1 H a 2 H	-0.30
$\geq 3H$	-0.20

3.3.14.2 Cuadro de valores de  $C_{ep}$ , aplicables a muros de construcciones rectangulares, regulares y cerrados en planta. (INIFED, 2011)

La presión exterior,  $p_e$ , será afectada por el factor de  $K_A$  cuando se diseñen los siguientes elementos de una edificación:

- Estructura principal que soporta techos y muros laterales.
- Recubrimiento de esos techos y muros.
- Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y
- Dispositivos de sujeción de dichos recubrimientos.

Se excluye el factor  $K_A$  en el diseño de muros de barlovento y sotavento.

Los valores a tomarse del factor de muestran a continuación.

Área tributaria en $m^2$ , A	Factor de reducción, $K_A$
$\leq 10$	1.0
25	0.9
$\geq 100$	0.8

3.3.14.3 Cuadro de valores del factor de reducción,  $K_A$ . (INIFED, 2011)

Con respecto al factor de presión local,  $K_L$ , este, afectara a la presión exterior cuando se diseñen los siguientes elementos de una edificación:

- Recubrimientos de muros y techos

- Elementos que soportan los recubrimientos (tales como los largueros).
- Dispositivos de unión de los recubrimientos.

El factor de presión local será igual a la unidad (1.0) en los siguientes casos:

- Si con el factor igual a la unidad (1.0) y la combinación de presiones interiores y exteriores así es la más desfavorable.
- Cuando se diseñe la estructura principal de la edificación.
- Cuando se diseñe un muro en sotavento.
- Cuando el área de un elemento de recubrimiento, o de un miembro de soporte de éste, exceda los valores dados en la tabla de valores del factor de presión local,  $K_L$ . En Este caso se toma el factor igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento.

A continuación se puede observar la tabla de valores del factor de Presión Local.

Presión Externa	Casos		Parte de la Estructura	Altura de la Estructura	Zona de Afectación	Área de afectación	K <sub>L</sub>
Empuje (+)	1		Muro de barlovento.	Cualquiera	Cualquiera sobre el muro de barlovento.	$\leq 0.25 a^2$	1.25
Succión (-)	2	(a)	Techo.	Cualquiera	El ancho de la zona será de 1.0a, a todo lo largo del techo incluyendo la cumbrera si es un techo a dos aguas.	$\leq a^2$	1.50
			Muros laterales.	$H < 25 \text{ m}$	El ancho de la zona será de 1.0a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento	$\leq a^2$	1.50
		(b)	Muros laterales.	$H \geq 25 \text{ m}$	La zona afectada se localiza a una distancia mayor que 1.0a, a partir del borde del muro de barlovento	$\leq 0.25 a^2$	1.50
	3	(a)	Techo	Cualquiera	El ancho de la zona será de 0.5a, a todo lo largo del borde del techo, incluyendo la cumbrera si es un techo a dos aguas.	$\leq 0.25 a^2$	2.00
			Muros laterales	$H < 25 \text{ m}$	El ancho de la zona será de 0.5a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq 0.25 a^2$	2.00
		(b)	Muros laterales	$H \geq 25 \text{ m}$	El ancho de la zona será de 1.0a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq a^2$	2.00
	4		Muros laterales	$H \geq 25 \text{ m}$	El ancho de la zona será de 0.5a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq 0.25 a^2$	3.00

3.3.14.4 Cuadro de valores del Factor de Presión Local, K<sub>L</sub>. (INIFED, 2011)

Se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones al aplicar este factor:

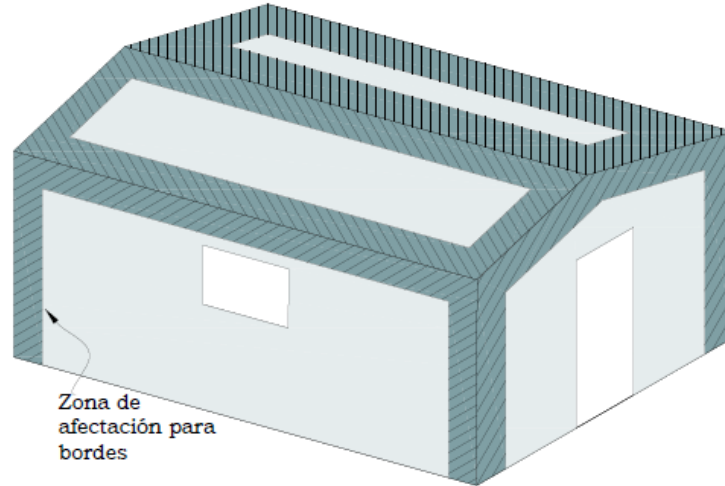
- Los casos 2, 3 y 4 son alternativos y no se aplican simultáneamente.
- Para techos de edificios bajos que se encuentren adyacentes a edificios altos, y para construcciones altas que tengan muros con bordes inclinados o salientes, expuestos a condiciones de alta turbulencia, un factor de presión local con un valor de 3.0 no resulta conservador. Estas situaciones están fuera del alcance de estas normas, por lo que deberá recurrirse a las recomendaciones de especialistas.
- Cuando se presenten presiones positivas (empujes) en zonas de techos, el valor de  $K_L$  será igual a 1.0.
- El área de afectación debe compararse con la tributaria para definir en qué área se aplican los valores de  $K_L$  que aquí se indican.
- Cuando  $\gamma > 10^\circ$ , la zona de afectación del techo se definirá como si este fuese horizontal, por lo que el factor de presión local no se aplicará en la zona de cumbrera.

En el cuadro que se muestra a continuación, se puede apreciar los valores del coeficiente de presión externa,  $C_{ep}$ . En donde se aplica para zonas de techos de construcciones de planta rectangular cerrada. Y que ésta, se encuentra en función la dirección del viento, el ángulo  $\gamma$ , la relación  $H/d$ , y de la distancia horizontal sobre el techo.

Dirección del viento, $\theta$	Angulo $\gamma$	H/d	Distancia horizontal sobre el techo, medida a partir de la arista sup. del muro de barlovento	C <sub>pe</sub>	
				Barlovento	Sotavento
$\theta = 0^\circ$ Normal a las generatrices	10°	$\leq 0.25$	Toda el área del techo	-0.7	-0.3
	15°			-0.5, 0.0	-0.5
	20°			-0.3, 0.2	-0.6
	25°			-0.2, 0.3	-0.6
	30°			-0.2, 0.3	-0.6
	40°			0.0, 0.4	-0.6
	45°			0.5	-0.6
	$\geq 60^\circ$			$0.1\gamma$	-0.6
	10°	0.50	Toda el área del techo	-0.9	-0.5
	15°			-0.7	-0.5
	20°			-0.4, 0.0	-0.6
	25°			-0.3, 0.2	-0.6
	30°			-0.2, 0.2	-0.6
	40°			-0.2, 0.3	-0.6
	45°			0.0, 0.4	-0.6
	$\geq 60^\circ$			$0.1\gamma$	-0.6
	10°	$\geq 0.10$	Toda el área del techo	-1.3	-0.7
	15°			-1.0	-0.6
	20°			-0.7	-0.6
	25°			-0.5, 0.0	-0.6
	30°			-0.3, 0.2	-0.6
	40°			-0.2, 0.2	-0.6
	45°			0.0, 0.3	-0.6
	$\geq 60^\circ$			$0.01\gamma$	-0.6
Normal a las generatrices $\theta = 0^\circ$ y $\gamma < 10^\circ$ o paralela a las generatrices $\theta = 90^\circ$ y $\gamma$ todos		$\leq 0.50$	DE 0 A 1H	-0.9	
			de 1H a 2H	-0.5	
			de 1H a 2H	-0.3	
			$> 3H$	-0.2	
		$\geq 0.10$	de 0 a H/2	-1.3	
			$> H/2$	-0.7	

### 3.3.14.5 Cuadro de valores del Coeficiente de Presión Exterior, C<sub>ep</sub>. (INIFED, 2011)

Para mayor entendimiento de las zonas la norma provee un gráfico de apoyo que se muestra a continuación.



#### 3.3.14.6 Gráfico de zonas recubrimientos y soportes. (INIFED, 2011)

Se debe tener en cuenta que al aplicar el factor de presión local, el límite negativo del producto  $K_L C_{ep}$  será de -2.0.

#### 3.3.15 Presiones interiores

La presión interior  $p_i$ , se calculará utilizando la siguiente expresión y se mide en kg/m<sup>2</sup>:

$$p_i = C_{pi} q_z$$

Donde:

$C_{pi}$ : Es el coeficiente de presión interior y es adimensional.

$q_z$ : Es la presión dinámica en la base.

Se debe tomar en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las presiones exteriores y que debido a esto se debe considerar la combinación que sea más desfavorable para el diseño.



Existen dos valores a tomarse para el factor de presión interior, que son, cuando la estructura es permeable o que deja entrar el flujo de viento por pequeñas filtraciones o por estructuras que tienen aberturas considerables para entrar el flujo de viento.

Estos valores se muestran en dos tablas a continuación:

ESTADO DE PERMEABILIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN	C <sub>pi</sub>
Un muro permeable, los otros muros impermeables: Viento normal al muro permeable Viento normal a un muro impermeable	0.6 -0.3
Dos o tres muros igualmente permeables, el (los) otro(s) impermeable(s): Viento normal a un muro permeable Viento normal a un muro impermeable	0.2 -0.3
Todos los muros igualmente permeables.	-3.0 o 0.0, según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable
Construcciones selladas eficientemente y que tengan ventanas que no puedan abrirse.	-2.0 o 0.0, según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable

3.3.15.1 Tabla de valores del Factor de presión interna, C<sub>pi</sub>, para estructuras de planta rectangular cerrada y muros permeables. (INIFED, 2011)

ABERTURAS EN LA CONSTRUCCIÓN			Cpi
Aberturas dominantes	En muro de barlovento: La relación entre el área abierta de este muro y el área abierta total de los techos y los otros muros (incluyendo permeabilidad) sometidos a succión exterior. Es igual a:	<0.5 1.0 1.5 2.0 3.0 >6.0	-3.0 o 0.0 ±0.1 0.3 0.5 0.6 0.8
	En muro de sotavento		-0.5
	En muro lateral.		Valor de Cpe para muros laterales.
	En el techo.		Valor de Cpe para techos.
	Igual área de aberturas en dos o más muros.		

3.3.15.2 Tabla de valores del coeficiente de presión interior, C<sub>pi</sub>, para edificaciones con planta rectangular cerrada y superficies con aberturas. (INIFED, 2011)

Dado que el coeficiente de presión exterior,  $C_{pe}$  varía según la zona de la superficie, para calcular el  $C_{pi}$  deberá considerarse un valor promedio de acuerdo con los casos de esta tabla, en función del tamaño y ubicación de las aberturas. Otra forma de seleccionar el coeficiente en esas tablas es localizar en la superficie en cuestión el centroide de las aberturas y tomar el valor correspondiente a esa posición.

Las que se consideran aberturas son aquellas como ventanas, puertas, ambas abiertas, sistemas de ventilación, aberturas en los recubrimientos, entre otros.

Se las puede denominar aberturas dominantes a aquellas donde la suma de sus aberturas sea mayores a cualquier otra superficie de aberturas de otro muro, se debe tener en cuenta que una abertura dominante no necesariamente es grande.

### 3.4 Estudio comparativo entre la Norma ASCE 7 – 10 y la Norma Técnica Complementaria Mexicana

Para poder comparar las normas primero se realizará una comparación entre los parámetros necesarios para un diseño con cargas de viento.

Parámetros básicos para diseño por cargas de viento		
PARÁMETROS	ASCE 7 - 10	NORMA MEXICANA
Velocidad Básica del Viento	X	X
Factor de Dirección del Viento	X	
Categoría de Exposición	X	X
Factor de Topografía	X	X
Factor de Efecto de Ráfaga	X	
Clasificación de Recinto	X	X
Coficiente de Presión Interna	X	X
Coficiente de Presión Externa	X	X

#### 3.4.1.1 Cuadro de comparación de parámetros básicos para diseño por cargas de viento.

Dentro de los parámetros que se comparan son los básicos que la norma ASCE 7 – 10 exige y que la norma mexicana nombra dentro de sus procedimientos.

Se puede observar que en su mayoría las dos Normas contemplan los mismos parámetros.

Referente al factor de dirección del viento, en la Norma Mexicana se explica que se debe asumir la dirección del viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí y que se elegirán aquéllas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura.

La Norma Mexicana no detalla un factor de efecto de ráfaga pero nombra el estudio de Seguridad Contra el Volteo y Contra el Deslizamiento en donde se estudia la edificación sin considerar las cargas vivas que actuarían en contra de estas fuerzas de volteo y de deslizamiento.

En el caso del coeficiente de presión externa, la Norma ASCE 7 – 10 toma en cuenta este parámetro en el procedimiento para Componentes y Revestimientos, en donde toma en cuenta si la estructura es cerrada, parcialmente cerrada o abierta, y dentro de este capítulo si se nombra este coeficiente para el caso correspondiente aunque no se lo toma como parámetro básico de diseño sino, ya sea dependiendo del tipo de estructura.

Otra comparación que se puede realizar es conocer los procedimientos de diseño y sus alcances.

PROCEDIMIENTOS DE LA NORMA ASCE 7 - 10		
PROCEDIMIENTOS	ALCANCES	
Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento - Procedimiento Direccional	Cualquier tipo de edificio, sin importar su forma y altura	
Cargas de viento en edificios – Procedimiento de Recinto	PARTE 1: Para edificios regulares cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de baja altura que tengan cubiertas a dos aguas, a cuatro aguas pero que su altura no exceda los 60 pies (18.28 m).	PARTE 2: Se aplica a una clase especial de edificios cerrados de baja altura con diafragma simple.
Cargas de viento en otras estructuras y en aberturas de edificios	Aplicable a la determinación de las cargas de viento sobre accesorios de construcción (tales como las estructuras de la azotea y el equipo de la azotea) y otras estructuras de todas las alturas, como paredes sólidas independientes y signos sólidos independientes, chimeneas, tanques, señales abiertas, los marcos de celosía, y las torres en celosía, usando el procedimiento direccional.	
Cargas de Viento – Componentes y Revestimientos	Cuenta con 6 partes de las cuales se aplican a edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos, de diferentes alturas y diferentes tipos de techos.	
Procedimiento de Túnel de Viento	El Procedimiento de túnel de viento se utilizará cuando sea requerido por las Secciones 27.1.3, 28.1.3, 29.1.3.(mencionado anteriormente) El Procedimiento de túnel de viento se permitirá para cualquier edificio o estructura en lugar de los procedimientos de diseño especificados en el Capítulo 27 (para edificios de cualquier altura y edificios de diafragma simples con $h \leq 160$ pies (48,8 m)), Capítulo 28 (para edificios de baja altura y edificios sencilla diafragma de baja altura), Capítulo 29 (para todas las otras estructuras), y Capítulo 30 (componentes y revestimiento para todos los tipos de edificios y otras estructuras).	

3.4.1.2 Cuadro de Procedimientos para el caso de la Norma ASCE 7 – 10.

PROCEDIMIENTOS DE LA NORMA MEXICANA	
PROCEDIMIENTOS	ALCANCE
Dirección de Análisis	Se aplica en general a todas las estructuras que se diseñen por cargas de viento pero que a su vez en el procedimiento de diseño se diferenciará que tipo de estructura es, tomando las cuatro (4) tipos de estructuras existentes dentro de la norma.
Factores de carga y reducción de resistencia	
Seguridad contra el volteo	
Seguridad contra el deslizamiento	
Presiones Interiores	
Seguridad durante la construcción	
Análisis Estructural	
Interacción suelo – estructura	

### 3.4.1.3 Cuadro de Procedimientos de diseño para el caso de la Norma Mexicana.

En el caso de la Norma ASCE 7 – 10 se puede observar que se detalla de manera muy clara cuál es el alcance para cada procedimiento y para qué tipo de estructura se puede utilizar cada procedimiento. Esto ayuda en el caso de que se quiera adoptar esta norma al país ya que se elige el procedimiento más conveniente de acuerdo a las condiciones que se tenga, ya sea de acuerdo al tipo de estructura, de su altura, de la topografía del terreno, de las componentes u otros elementos que puedan ser necesarios diseñarlos por separado, entre otros.

A diferencia la Norma Mexicana no establece claro si hay diferencia en los procedimientos de diseñar algunas estructuras que puedan variar en altura o que puedan variar en otros parámetros y que se puedan excluir o simplificar el diseño por la misma razón.

Un punto importante de la Norma ASCE 7 – 10 es, que toma en cuenta que el diseño sísmico puede estar involucrado en la estructura y que se debe tomar a consideración algunos cambios que pueden ser importantes tomarlos en cuenta y no pasarlos por alto ya que se debe tener en cuenta que el edificio debe estar diseñado para ambos, tanto viento como sismo y que se verifique la serviciabilidad y resistencia adecuada para ambos casos. Sobre todo esto es importante porque muchos casos de diseño, siendo estos la gran mayoría, dentro del país y de las ciudades principales, el diseño que rige es el diseño por sismo, pero que a su vez el diseño por viento debe ser importante analizarlo en su debido caso y consideraciones.

## **4 DISEÑO**

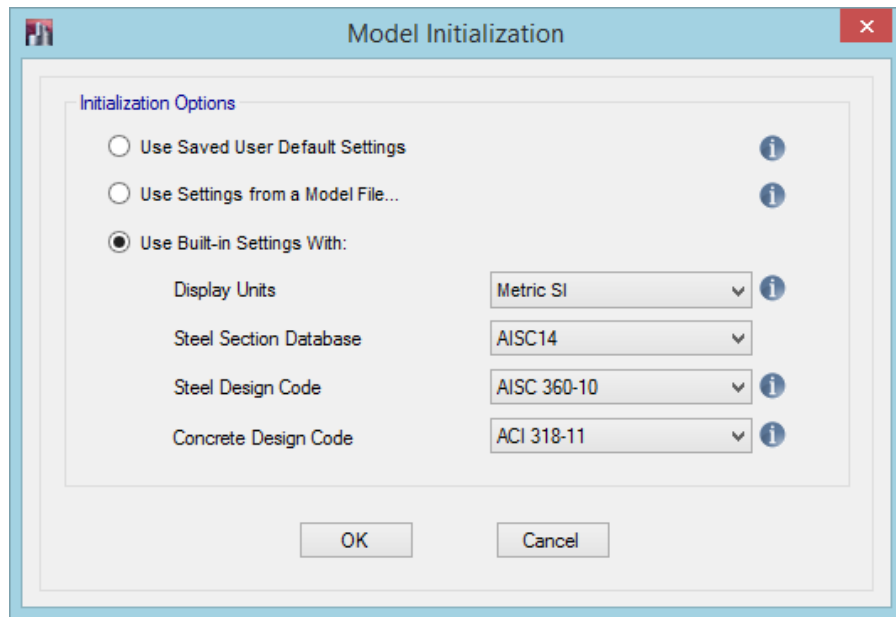
### **4.1 Modelo matemático en el programa ETABS (Extended three-dimensional Analysis of Building Systems) del edificio considerando cargas de viento.**

Se procede al diseño del edificio considerando las cargas de viento. Para esto se realizará del mismo edificio cuatro (4) modelos tomando en cuenta cuatro (4) sistemas para resistir cargas de viento. Todo esto se muestra a continuación.

#### ***4.1.1 Modelo de Grilla Base***

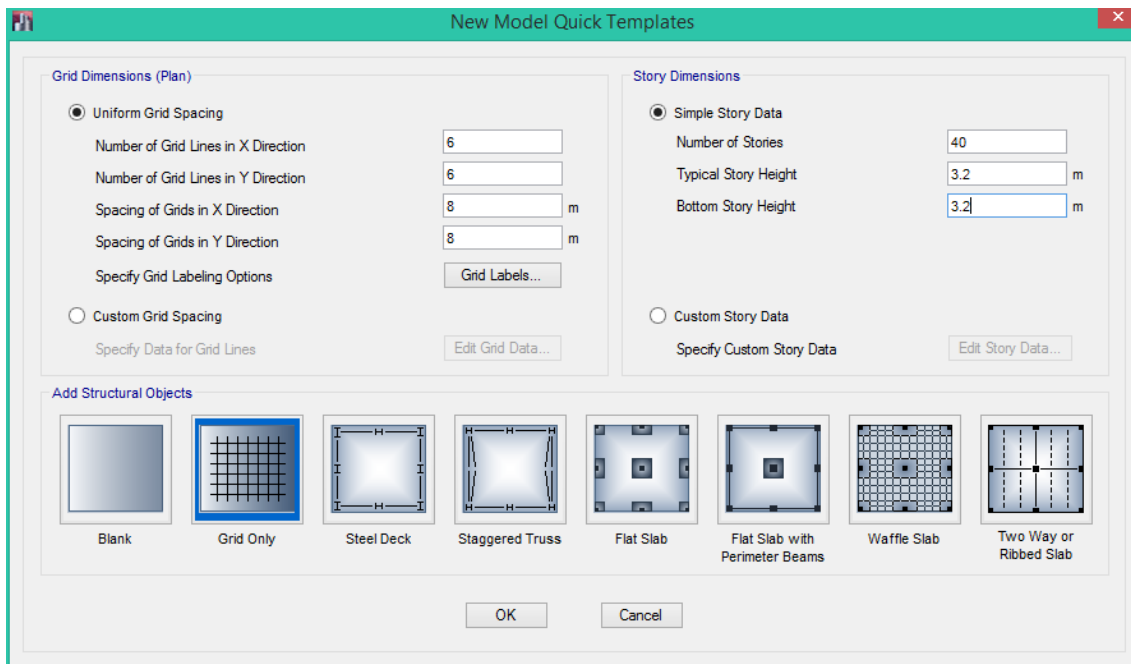
El modelo de grilla base está conformado por una grilla con seis (6) ejes tanto en el eje X como en el eje Y con distancias iguales entre ejes de ocho 8 m y por cuarenta (40) pisos con altura similar de 3.2 m cada uno.

Se muestra la configuración que se realizó en la grilla base en el programa ETABS.



4.1.1.1 Gráfico de configuración inicial de la grilla base.

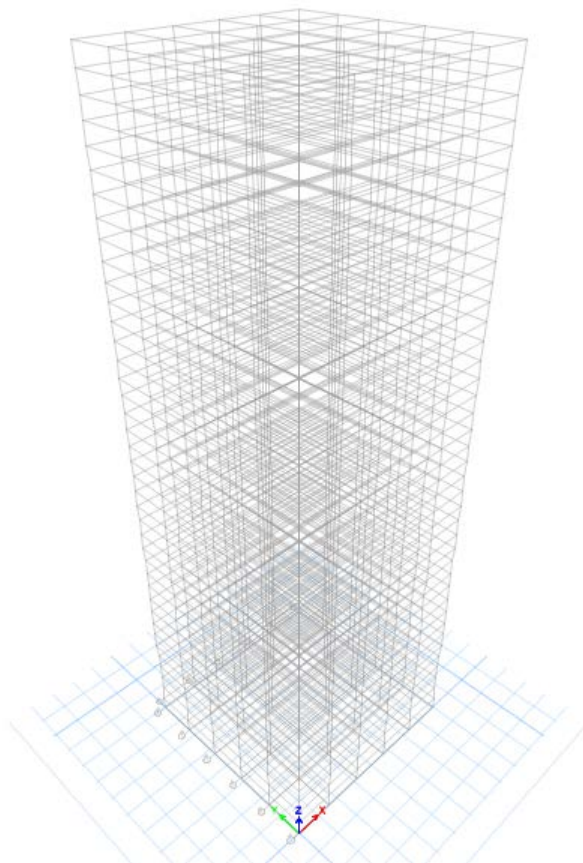
Se inicia configurando las unidades y los códigos para el modelo que se realizará en el programa de ETABS.



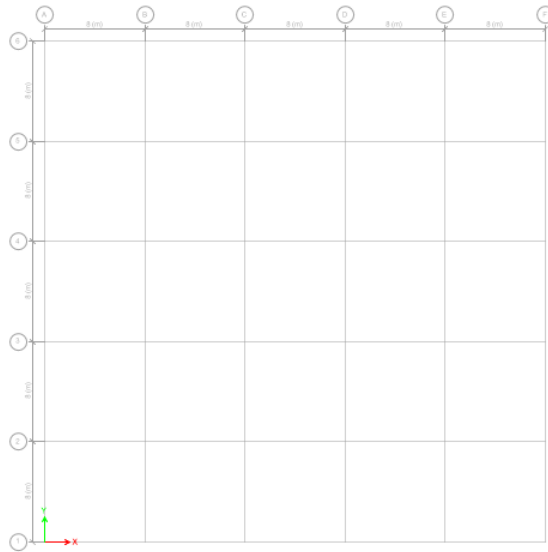
4.1.1.2 Gráfico de características del modelo de grilla base.

En el siguiente paso se realizará la configuración de la grilla base que estará configurada con seis (6) líneas de grilla tanto en el sentido X como en el sentido Y, el número de pisos es de cuarenta (40) y con una altura entre pisos uniforme de 3.2 m.



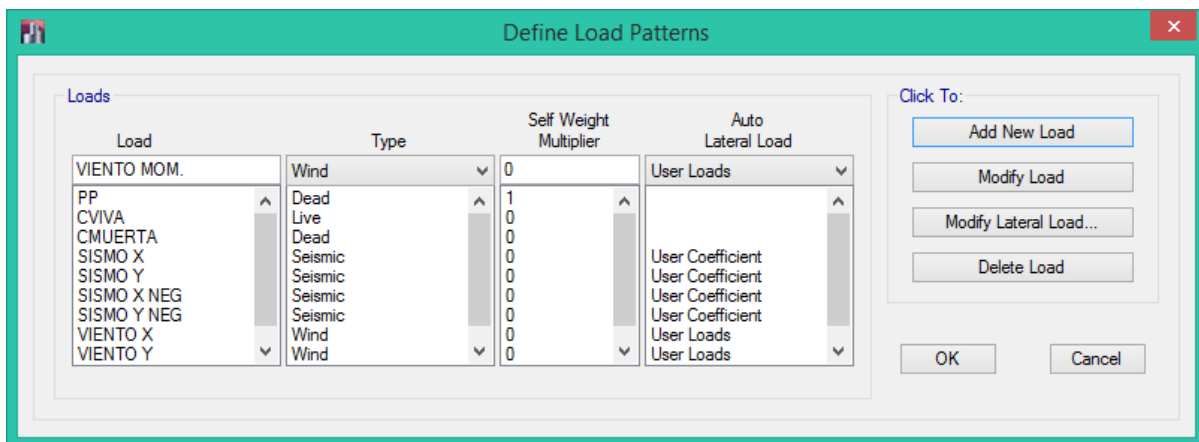


4.1.1.3 Gráfico del modelo de grilla base, vista en 3D.

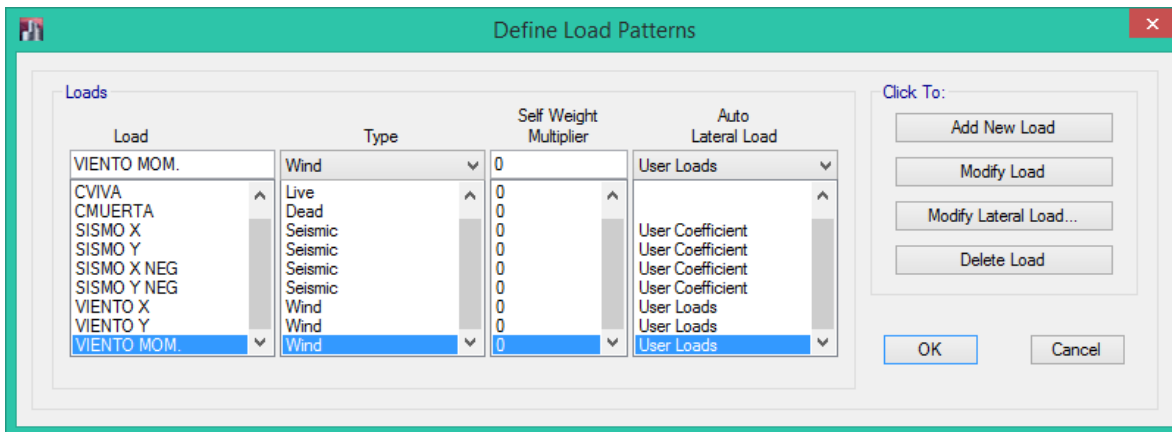


4.1.1.4 Gráfico de modelo de grilla base, vista en Planta.

En los gráficos anteriores se puede observar como se ve la grilla configurada anteriormente, con sus líneas de grilla correspondientes.



4.1.1.5 Gráfico de los patrones de carga definidos para los cuatro (4) modelos.



#### 4.1.1.6 Gráfico de patrones de carga definidos para los cuatro (4) modelos, carga de Momento por Viento que no se veía anteriormente.

En el modelo las cargas que se asignaron fueron las siguientes.

PESO PROPIO: Peso propio + Carga Muerta + 0.25\* Carga Viva

CARGA MUERTA: 350 kg/m<sup>2</sup>

CARGA VIVA: 200 kg/m<sup>2</sup>

La Carga Muerta como la Carga Viva se mantiene constantes en todos los pisos, incluso en la terraza.

Las cargas sísmicas y de viento se generan mediante los siguientes pasos que se muestran a continuación, y que son basados en la norma ASCE 7 – 10 y que el programa viene incluida estas normas.

**Mass Source Data**

Mass Source Name: MASA 1

**Mass Source**

- ☒ Element Self Mass
- ☒ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid
  - Move Direction (counterclockwise from +X): 0 deg
  - Move (ratio to diaphragm dimension in move direction): 0.25

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
CMUERTA	1
CVVA	0.25

**Mass Options**

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

4.1.1.7 Gráfico de cómo se definió la masa del elemento para considerarse el Peso Propio.

Se pudo haber tomado de otras maneras la carga para la masa del Peso Propio, pero se tomó de esta manera por ser más conservadora, ya que asume una carga mayor a otras maneras de realizarlo.

**Seismic Load Pattern - User Defined**

**Direction and Eccentricity**

- ☐ X Dir
- ☒ X Dir + Eccentricity
- ☐ X Dir - Eccentricity
- ☐ Y Dir
- ☐ Y Dir + Eccentricity
- ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05

Overwrite Eccentricities: Overwrite...

**Factors**

Base Shear Coefficient, C: 0.0377

Building Height Exp., K: 1

**Story Range**

Top Story: Story40

Bottom Story: Base

OK Cancel

4.1.1.8 Gráfico de configuración de la carga de Sismo, en este caso de Sismo X.

Para este caso se puede observar que la carga sísmica se configuró con un Coeficiente de Corte de  $C_s = 0.0377$ , y se seleccionó la opción de dirección X + Excentricidad.

Se muestra a continuación la manera de cómo se definió el espectro de diseño para el caso del Modelo de Pórticos de Acero. Se realizó el espectro de diseño mediante la Norma NEC 11 vigente hasta diciembre 2014, cabe recalcar que existe una nueva versión actualizada de la norma NEC pero que el estudio se realizó con la antigua versión como se indica.

Se ubicó la zona sísmica en el lugar de Quito y con un tipo de suelo C. Estos valores se muestran a continuación. Estos son los valores que se tomaron para los datos:

ZONA SÍSMICA	V
FACTOR Z	0.40
TIPO DE SUELO	C
Fa	1.2
Fd	1.3
Fs	1.3
n	2.48
T <sub>C</sub>	0.77
T <sub>L</sub>	3.12
T <sub>0</sub>	0.14
r	1.00
R	6.00
I (Factor de Importancia)	1.00

4.1.1.9 Cuadro con datos para obtener el espectro de diseño, para el caso de pórticos de acero.

Aquí se puede observar los valores que se tiene de la zona sísmica, como de los de más factores que se muestra más adelante de donde se tomaron dichos valores.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

4.1.1.10 Cuadro de valores para el Factor de Sitio  $F_a$ . (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

4.1.1.11 Cuadro de valores para el Factor de Sitio  $F_d$ . (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

4.1.1.12 Cuadro de valores para el Factor de Comportamiento Inelástico del Subsuelo  $F_s$ .

(Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

4.1.1.13 Cuadro de valores del factor  $\eta$ , razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=1$  s.) y el

PGA para el periodo de retorno seleccionado. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

#### 4.1.1.14 Cuadro de valores del Factor de Importancia I. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

r = 1	Para tipo de suelo A, B ó C
r = 1.5	Para tipo de suelo D ó E

#### 4.1.1.15 Cuadro de valores del Factor r que depende del suelo. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)



Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

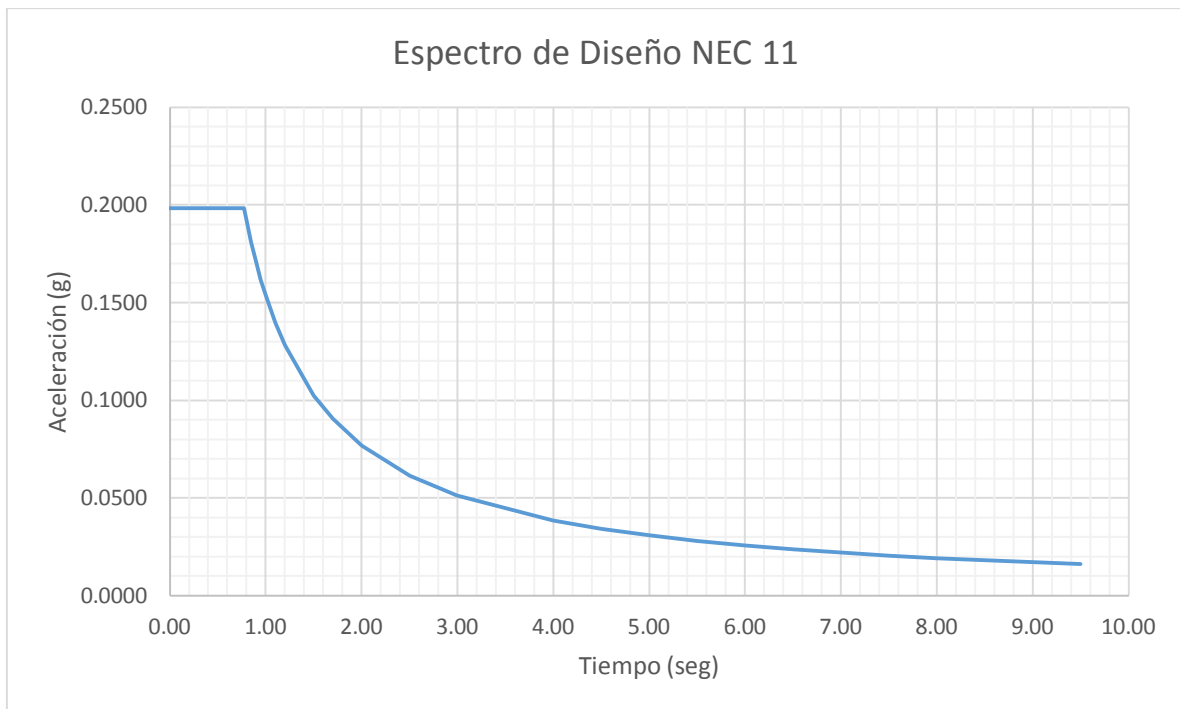
4.1.1.16 Cuadro del valores del coeficiente R que depende del sistema estructural. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

**Alternativamente**, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con  $\alpha = 1$ ):

4.1.1.17 Cuadro de valores de coeficientes de la fórmula del periodo de vibración de la edificación. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

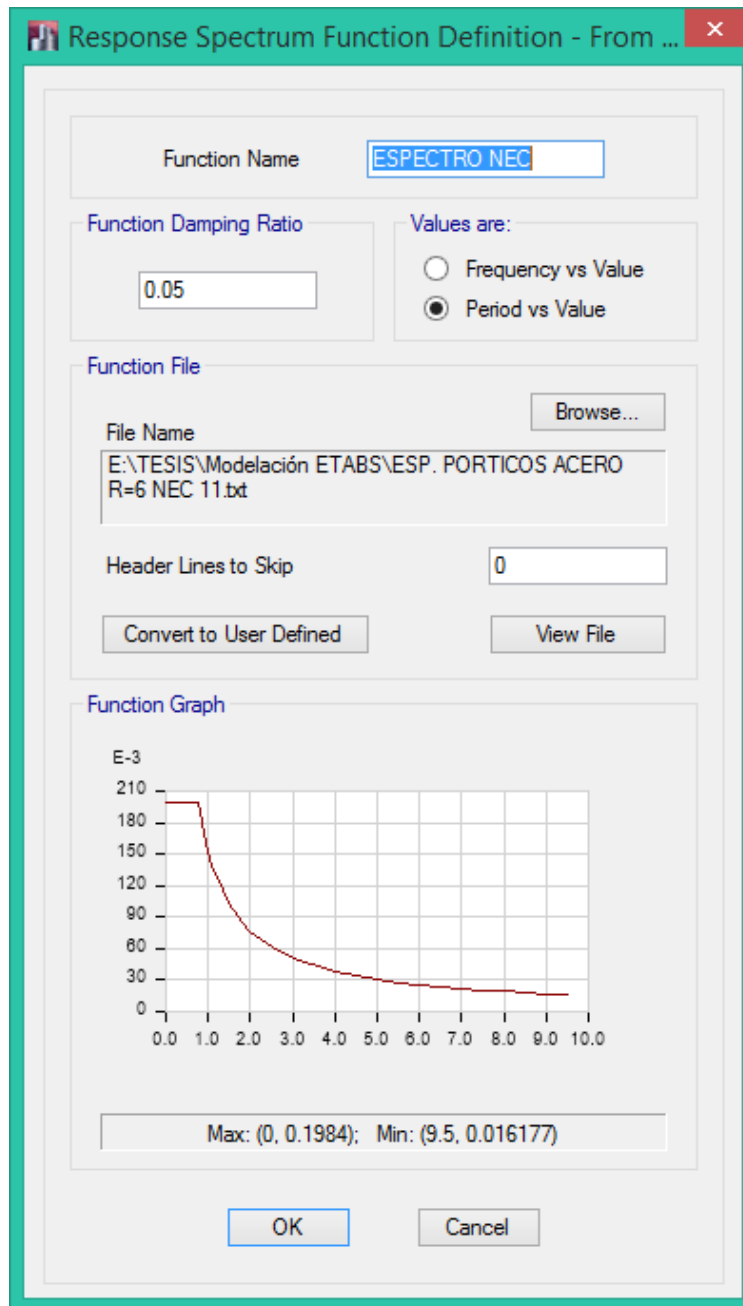
Con todos estos datos se procede a realizar el gráfico del espectro de diseño para la edificación y para cada modelo con diferente sistema estructural.



4.1.1.18 Gráfico de espectro de diseño para el sistema estructural de pórticos de acero.

$R=6$ .

Así mismo tomando valores correspondientes de  $R$  para cada sistema estructural se realiza el espectro correspondiente a cada sistema y se lo ingresa al programa ETABS como se muestra a continuación.



4.1.1.19 Gráfico de configuración del Espectro de Diseño para el sistema de Pórticos en Acero.

Para las cargas de viento se tiene que los parámetros básicos son los siguientes:

Velocidad Básica del Viento	22	m/s	49.214 mph
Factor de Dirección del Viento, $K_d$	0.85	siempre	79.2 km/h
Categoría de Exposición	B		
Factor de Topografía, $K_{zt}$	1.141	$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$	
Factor de efecto de ráfaga, $G$	0.85		
Clasificación de Recinto	CERRADO		
Coeficiente de Presión Interna, $(GC_{pi})$	0.18		
	-0.18		
Categoría de Riesgo	I		
Velocidad de isotaca	20	m/s	TR50
	22	m/s	TR100
B = Ancho del edificio	40	m	
L = Largo del edificio	40	m	

#### 4.1.1.20 Cuadro de características básicas para diseño por cargas de viento.

Estos valores fueron tomados y calculados según el procedimiento que se describe en el capítulo anterior de análisis de la norma ASCE 7 – 10. Con estos datos se procedió a calcular las presiones que se deberán aplicar a los modelos y son las que se muestran a continuación.

$P_{WX} =$	464.08	N/m <sup>2</sup>	0.0473	T/m <sup>2</sup>
$P_{LX} =$	-326.47	N/m <sup>2</sup>	-0.0333	T/m <sup>2</sup>
$P_{WY} =$	464.08	N/m <sup>2</sup>	0.0473	T/m <sup>2</sup>
$P_{LY} =$	-326.47	N/m <sup>2</sup>	-0.0333	T/m <sup>2</sup>
$e_x =$	6	m		
$e_y =$	6	m		
$M_{TX} =$	24768.78	N.m	2.53	T.m
	-24768.78	N.m	-2.53	T.m
$M_{TY} =$	24768.78	N.m	2.53	T.m
	-24768.78	N.m	-2.53	T.m

Para estas presiones se utilizó el procedimiento direccional descrito anteriormente. Se describe el procedimiento que se realizó para el cálculo de estas presiones.

Cálculo de $K_{zt}$		
H	30	m
Lh	100	m
H/Lh	0.3	
x	10	
x/Lh	0.1	
Z (altura del edificio)	128	m
Z/Lh	1.28	
K1	0.26	
K2	0.98	
K3	0.78	
$\alpha$	7.0	
zg	365.76	m
Kz o Kh	1.489	
qz	539.625	N/m <sup>2</sup>

Estos valores son tomados de las diferentes tablas de la norma ASCE 7 – 10.

De esta manera se procede a calcular las presiones en los diferentes pisos del edificio ya que este cálculo fue solo para encontrar la presión en el último piso del edificio a una altura de 128 m. A continuación se muestran las presiones tanto de Sotavento como Barlovento y Momento en los diferentes pisos y que fueron las que se ingresaron en el programa ETABS.

Piso	Altura (m)	kh calculado	qh (N/m2)	Barlo. (N/m2)	Sota. (N/m2)	Mom. (N.m)	Barlo. (T/m2)	Sota. (T/m2)	Mom. (T.m)	Barlo. (T)	Sota. (T)
1	3.2	0.57	206.56	103.28	-124.97	54470.66	0.018	-0.013	5.554	2.319	-1.631
				177.64	-50.61						
2	6.4	0.63	228.31	114.15	-138.13	60204.41	0.020	-0.014	6.139	2.563	-1.803
				196.34	-55.94						
3	9.6	0.71	257.30	128.65	-155.67	67849.42	0.023	-0.016	6.919	2.888	-2.032
				221.28	-63.04						
4	12.8	0.77	279.04	139.52	-168.82	73583.17	0.024	-0.017	7.503	3.132	-2.204
				239.98	-68.37						
5	16	0.82	297.16	148.58	-179.78	78361.30	0.026	-0.018	7.991	3.336	-2.347
				255.56	-72.80						
6	19.2	0.86	311.66	155.83	-188.55	82183.80	0.027	-0.019	8.380	3.498	-2.461
				268.02	-76.36						
7	22.4	0.93	337.02	168.51	-203.90	88873.18	0.030	-0.021	9.063	3.783	-2.661
				289.84	-82.57						
8	25.6	0.96	347.90	173.95	-210.48	91740.06	0.031	-0.021	9.355	3.905	-2.747
				299.19	-85.23						
9	28.8	0.97	351.52	175.76	-212.67	92695.69	0.031	-0.022	9.452	3.946	-2.776
				302.31	-86.12						
10	32	1.00	362.39	181.20	-219.25	95562.56	0.032	-0.022	9.745	4.068	-2.862
				311.66	-88.79						
11	35.2	1.03	373.26	186.63	-225.82	98429.44	0.033	-0.023	10.037	4.190	-2.948
				321.01	-91.45						
12	38.4	1.06	384.13	192.07	-232.40	101296.32	0.034	-0.024	10.329	4.312	-3.033
				330.36	-94.11						
13	41.6	1.08	391.38	195.69	-236.79	103207.57	0.034	-0.024	10.524	4.393	-3.091
				336.59	-95.89						
14	44.8	1.10	398.63	199.32	-241.17	105118.82	0.035	-0.025	10.719	4.475	-3.148
				342.82	-97.66						
15	48	1.13	409.50	204.75	-247.75	107985.70	0.036	-0.025	11.012	4.597	-3.234
				352.17	-100.33						
16	51.2	1.15	416.75	208.37	-252.13	109896.95	0.037	-0.026	11.206	4.678	-3.291
				358.40	-102.10						
17	54.4	1.17	424.00	212.00	-256.52	111808.20	0.037	-0.026	11.401	4.759	-3.348
				364.64	-103.88						
18	57.6	1.18	427.62	213.81	-258.71	112763.82	0.038	-0.026	11.499	4.800	-3.377
				367.75	-104.77						
19	60.8	1.20	434.87	217.43	-263.10	114675.07	0.038	-0.027	11.694	4.881	-3.434

				373.99	-106.54						
20	64	1.22	442.12	221.06	-267.48	116586.33	0.039	-0.027	11.889	4.963	-3.491
				380.22	-108.32						
21	67.2	1.23	445.74	222.87	-269.67	117541.95	0.039	-0.027	11.986	5.003	-3.520
				383.34	-109.21						
22	70.4	1.25	452.99	226.49	-274.06	119453.20	0.040	-0.028	12.181	5.085	-3.577
				389.57	-110.98						
23	73.6	1.27	460.24	230.12	-278.44	121364.45	0.040	-0.028	12.376	5.166	-3.634
				395.80	-112.76						
24	76.8	1.28	463.86	231.93	-280.64	122320.08	0.041	-0.029	12.473	5.207	-3.663
				398.92	-113.65						
25	80	1.30	471.11	235.55	-285.02	124231.33	0.041	-0.029	12.668	5.288	-3.720
				405.15	-115.42						
26	83.2	1.31	474.73	237.37	-287.21	125186.96	0.042	-0.029	12.766	5.329	-3.749
				408.27	-116.31						
27	86.4	1.33	481.98	240.99	-291.60	127098.21	0.042	-0.030	12.960	5.410	-3.806
				414.50	-118.09						
28	89.6	1.34	485.60	242.80	-293.79	128053.83	0.043	-0.030	13.058	5.451	-3.835
				417.62	-118.97						
29	92.8	1.36	492.85	246.43	-298.18	129965.08	0.043	-0.030	13.253	5.532	-3.892
				423.85	-120.75						
30	96	1.37	496.48	248.24	-300.37	130920.71	0.044	-0.031	13.350	5.573	-3.921
				426.97	-121.64						
31	99.2	1.38	500.10	250.05	-302.56	131876.34	0.044	-0.031	13.448	5.614	-3.949
				430.09	-122.52						
32	102.4	1.39	503.72	251.86	-304.75	132831.96	0.044	-0.031	13.545	5.654	-3.978
				433.20	-123.41						
33	105.6	1.41	510.97	255.49	-309.14	134743.21	0.045	-0.032	13.740	5.736	-4.035
				439.44	-125.19						
34	108.8	1.42	514.60	257.30	-311.33	135698.84	0.045	-0.032	13.837	5.776	-4.064
				442.55	-126.08						
35	112	1.43	518.22	259.11	-313.52	136654.46	0.045	-0.032	13.935	5.817	-4.092
				445.67	-126.96						
36	115.2	1.44	521.84	260.92	-315.72	137610.09	0.046	-0.032	14.032	5.858	-4.121
				448.79	-127.85						
37	118.4	1.45	525.47	262.73	-317.91	138565.71	0.046	-0.032	14.130	5.898	-4.149
				451.90	-128.74						
38	121.6	1.47	532.72	266.36	-322.29	140476.97	0.047	-0.033	14.325	5.980	-4.207

				458.13	-130.52						
39	124.8	1.48	536.34	268.17	-324.49	141432.59	0.047	-0.033	14.422	6.020	-4.235
				461.25	-131.40						
40	128	1.49	539.96	269.98	-326.68	142388.22	0.047	-0.033	14.520	6.061	-4.264
				464.37	-132.29						

4.1.1.21 Cuadro de valores de las presiones en cada piso debido a las cargas de viento.

Al ingresar las cargas de viento se ingresaron de dos maneras:

- Automático
- Manual

De la forma automática es en la que se ingresan ciertos parámetros y el programa calcula las presiones de manera automática como se muestra en la parte inferior, en la cual, se ingresan los datos de velocidad del viento, el coeficiente  $k_{zt}$  que corresponde al factor topográfico, categoría de exposición, factor de ráfaga y el factor direccional.



**Wind Load Pattern - ASCE 7-10**

**Exposure and Pressure Coefficients**

☐ Exposure from Extents of Diaphragms  
☒ Exposure from Frame and Shell Objects  
     ☒ Include Shell Objects  
     ☐ Include Frame Objects (Open Structure)

**Wind Pressure Coefficients**

☒ User Specified      ☐ Program Determined  
 Windward Coefficient, Cpw:   
 Leeward Coefficient, Cpl:

**Wind Exposure Parameters**

Case (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8):    
 e1 Ratio (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8):   
 e2 Ratio (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8):

**Wind Coefficients**

Wind Speed (mph):   
 Exposure Type:   
 Topographical Factor, Kzt:   
 Gust Factor:   
 Directionality Factor, Kd:   
 Solid / Gross Area Ratio:

**Exposure Height**

Top Story:   
 Bottom Story:   
☐ Include Parapet  
 Parapet Height:  m

OK Cancel

4.1.1.22 Gráfico de configuración de las cargas de viento en el programa ETABS.

De la forma manual se ingresaron los valores calculados anteriormente y que se muestra a continuación el ingreso de las presiones en el programa.

User Wind Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1 ☒ Loads are Reversible for Combos

**Load Set 1 of 1**

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m	X Ordinate m	Y Ordinate m
Story40	D1	4.26	0	0	20	20
Story39	D1	4.24	0	0	20	20
Story38	D1	4.21	0	0	20	20
Story37	D1	4.15	0	0	20	20
Story36	D1	4.12	0	0	20	20
Story35	D1	4.09	0	0	20	20
Story34	D1	4.06	0	0	20	20
Story33	D1	4.03	0	0	20	20
Story32	D1	3.98	0	0	20	20
Story31	D1	3.95	0	0	20	20
Story30	D1	3.92	0	0	20	20
Story29	D1	3.89	0	0	20	20
Story28	D1	3.83	0	0	20	20
Story27	D1	3.81	0	0	20	20
Story26	D1	3.75	0	0	20	20
Story25	D1	3.72	0	0	20	20

1

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

4.1.1.23 Gráfico de las presiones de sotavento ingresadas manualmente en el programa ETABS.

Las combinaciones de carga que se utilizaron fueron las siguientes que se muestran a continuación y que son obtenidas de la norma ASCE 7 – 10, Cap. 2:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)
3. 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + (L o 0,5W)
4. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr o S o R)

**5.**  $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$

**6.**  $0,9 D + 1,0 W$

**7.**  $0,9 D + 1,0 E$

Con estas combinaciones se obtiene un total de 42 combinaciones con los diferentes casos de cargas.

Para el caso de las combinaciones de carga de viento se utilizaron las que se menciona en el procedimiento direccional donde se menciona cuatro (4) combinaciones de carga que deben aplicarse en ambos sentidos dando un total de doce (12) combinaciones de carga, de las cuales se podrían excluir seis (6) combinaciones si las cargas de sismo son las combinaciones dominantes.

## 4.2 Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento.

Para el modelo se lo realiza con secciones de acero y con uniones viga – columna que sean resistentes a momento.

El acero que se utiliza en todas las secciones es el que se muestra las características a continuación:

### **Acero A36**

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ entre } 4076 \text{ y } 5622 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso por unidad de volumen} = 7.85 * 10^{-3} \text{ T/m}^3$$

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: ACEROA36

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:   Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0079 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.000801 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 21000000 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 8076923.08 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties... Perform3D Properties...

OK Cancel

4.2.1.1 Gráfico de configuración del material de acero en el programa ETABS.

Para columnas se utilizaron secciones huecas tipo cajón con las siguientes dimensiones en milímetros:

- 900x900x60x60
- 800x800x50x50
- 700x700x50x50
- 700x700x40x40
- 600x600x50x50
- 600x600x40x40

Se utilizaron estas secciones con la opción de que el programa pueda elegir la óptima en cada piso según se suba en altura. Se verificaron las secciones para la compacidad necesaria según la norma y se puede observar que todas pasan esta verificación.

$$\frac{b}{t} \text{ ó } \frac{h}{t} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

4.2.1.2 Ecuación que debe satisfacer la sección tipo cajón para revisión de compacidad adecuada

Sección	b/t ó h/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Compacidad
900x900x60x60	13	15.846	CUMPLE
800x800x50x50	14	15.846	CUMPLE
700x700x50x50	12	15.846	CUMPLE
700x700x40x40	15.5	15.846	CUMPLE
600x600x50x50	10	15.846	CUMPLE
600x600x40x40	13	15.846	CUMPLE

4.2.1.3 Cuadro de resumen del análisis de compacidad de las secciones de columnas seleccionadas.

**Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name: CA 900X900X60X60

Material: ACEROA36

Display Color:  Change...

Notes:  Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel Tube

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Total Depth: 0,9 m

Total Width: 0,9 m

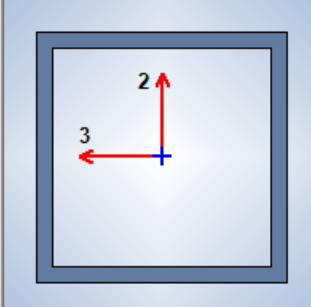
Flange Thickness: 0,06 m

Web Thickness: 0,06 m

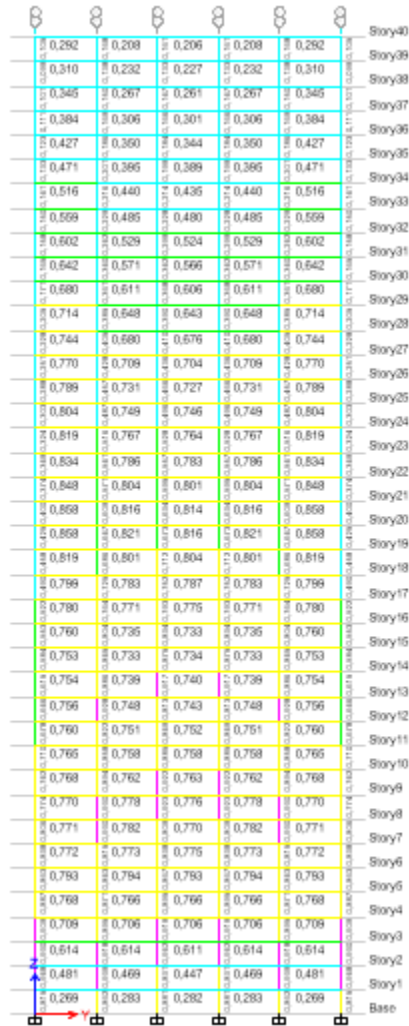
Corner Radius: 0 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default



4.2.1.4 Gráfico de configuración de las propiedades de la columna de acero.



4.2.1.5 Gráfico que muestra la eficiencia de las columnas (color) y vigas (numérico horizontal y color) de una vista en elevación del edificio.

Se realizó el pre-diseño de las vigas secundarias y se procedió de la siguiente manera.

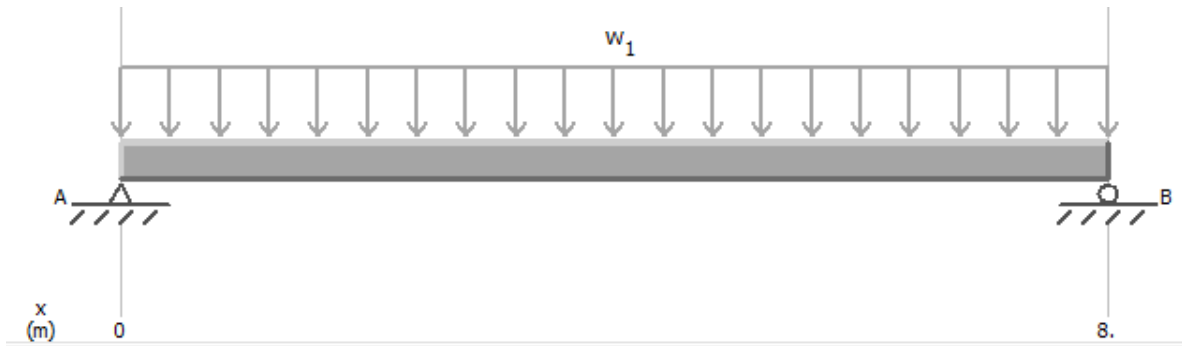
Se calculó las cargas últimas de servicio:

$$U = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 * 350 + 1.6 * 200 = 740 \frac{kg}{m^2} = 0.74 \frac{T}{m^2}$$

Esta carga se multiplica para el ancho cooperante de la viga para obtener la carga por unidad de longitud.



$$0.74 \frac{T}{m^2} * 1.33 m = 0.9842 \frac{T}{m}$$

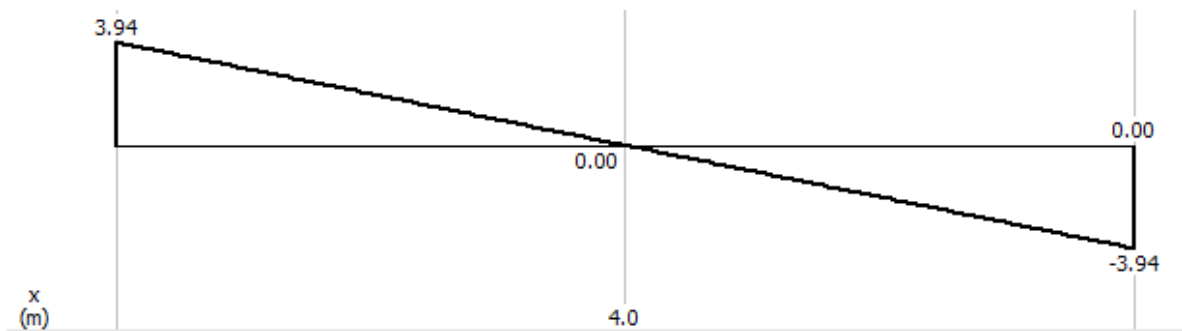


#### 4.2.1.6 Gráfico de la viga secundaria apoyada sobre la viga principal.

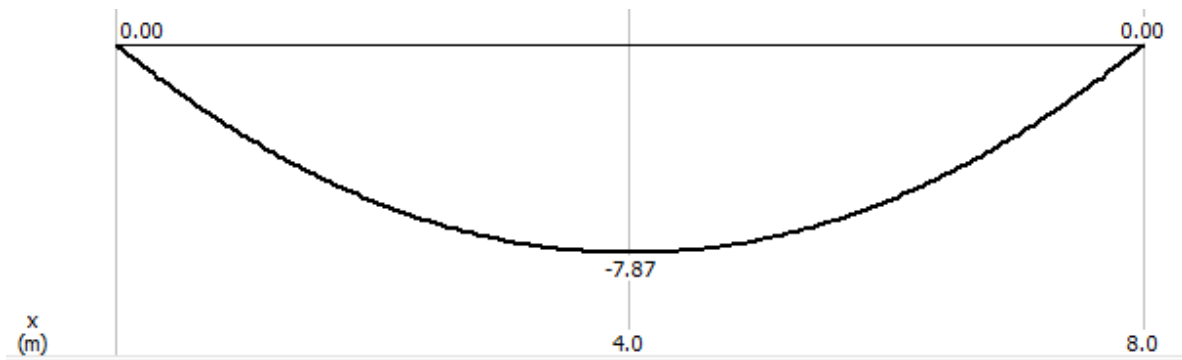
La carga  $w_1$  es igual a  $0.9842 T/m$  y con esto se calcula las reacciones en cada apoyo de los extremos, las cuales van a ser iguales por simetría.

$$R_A = R_B = 3.94 T$$

A continuación se muestra los diagramas de Corte y Momento de la viga con sus respectivos valores.



#### 4.2.1.7 Diagrama de Corte de la viga secundaria.



4.2.1.8 Diagrama de Momento de la viga secundaria

Módulo plástico que se requiere en las vigas secundarias es de:

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b f_y} = \frac{7.87 \times 10^5}{0.9 \times 2530} = 345.63 \text{ cm}^3$$

4.2.1.9 Ecuación para encontrar el módulo plástico requerido de las vigas secundarias.

Con este valor y con el valor que se calcula a continuación se puede escoger algunas secciones para que el programa ETABS pueda seleccionar la adecuada.

$$h_{viga} = \frac{luz \text{ libre}}{20} = \frac{800 \text{ cm}}{25} = 32 \text{ cm} = 12.6 \text{ in}$$

Las vigas que se escogieron son las que se muestran a continuación:

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X				
	d	bf	tf	hw *	tw	r *	bf 2tf	hw tw			lx	lx	lx	lx	lx
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
W12x 279	403	334	62,7	241	38,9	34,9	2,66	6,21	528,4	415,2	129448	6440	15,65	3941	7882
x252	391	330	57,2	241	35,4	33,3	2,89	6,81	478,1	375,0	113215	5785	15,39	3507	7014
x230	382	328	52,6	241	32,6	31,8	3,11	7,39	436,8	342,3	100728	5260	15,16	3163	6325
x210	374	325	48,3	241	30,0	31,8	3,37	8,05	398,7	312,5	89074	4785	14,96	2851	5703
x190	365	322	44,1	241	26,9	30,2	3,65	8,96	360,0	282,8	78668	4310	14,78	2548	5096
x170	356	319	39,6	241	24,4	28,6	4,03	9,90	322,6	253,0	68678	3851	14,58	2253	4506
x152	348	317	35,6	241	22,1	27,0	4,46	10,9	288,4	226,2	59521	3425	14,38	1991	3982
x136	341	315	31,8	241	20,1	25,4	4,96	12,0	257,4	202,4	51613	3048	14,17	1753	3507
x120	333	313	28,1	241	18,0	25,4	5,57	13,4	227,7	178,6	44537	2671	14,00	1524	3048
x106	327	310	25,1	241	15,5	23,8	6,17	15,6	201,3	157,7	38834	2376	13,89	1344	2687
x96	323	309	22,9	241	14,0	22,2	6,76	17,3	181,9	142,9	34672	2147	13,82	1204	2409
x87	318	308	20,6	241	13,1	22,2	7,48	18,4	165,2	129,5	30801	1934	13,67	1082	2163
x79	314	307	18,7	241	11,9	22,2	8,22	20,2	149,7	117,6	27555	1753	13,56	975	1950
x72	311	306	17,0	241	10,9	22,2	8,99	22,1	136,1	107,1	24849	1596	13,49	885	1770
x65	308	305	15,4	241	9,91	20,6	9,92	24,4	123,2	96,7	22185	1440	13,41	793	1586
W12x58	310	254	16,3	241	9,14	20,6	7,82	26,4	109,7	86,3	19771	1278	13,41	708	1416
x53	306	254	14,6	241	8,76	20,6	8,69	27,5	100,6	78,9	17690	1157	13,28	638	1277
W12x50	310	205	16,3	241	9,40	20,6	6,31	25,7	94,84	74,4	16400	1060	13,16	593	1186
x45	306	204	14,6	241	8,51	20,6	7,00	28,4	85,16	67,0	14568	952	13,08	530	1060
x40	303	203	13,1	241	7,49	19,1	7,77	32,2	76,13	59,5	12903	850	13,03	471	942
W12x35	318	167	13,2	267	7,62	14,3	6,31	35,0	66,45	52,1	11863	747	13,34	420	839
x30	313	166	11,2	267	6,60	12,7	7,41	40,4	56,71	44,6	9906	633	13,23	353	706
x26	310	165	9,65	267	5,84	12,7	8,54	45,7	49,35	38,7	8491	547	13,13	305	610
W12x22	313	102	10,8	267	6,60	12,7	4,74	40,4	41,81	32,7	6493	416	12,47	240	480
x19	309	102	8,89	267	5,97	12,7	5,72	44,7	35,94	28,3	5411	349	12,24	202	405

4.2.1.10 Gráfico de las secciones escogidas para vigas secundarias.

**Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name: W12X30

Material: A992Fy50

Display Color:  Change...

Notes:  Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel I/Wide Flange

**Section Property Source**

Source: AISC14

**Section Dimensions**

Total Depth	0.31242	m
Top Flange Width	0.16561	m
Top Flange Thickness	0.01118	m
Web Thickness	0.0066	m
Bottom Flange Width	0.16561	m
Bottom Flange Thickness	0.01118	m
Fillet Radius	0.00762	m

**Property Modifiers**

Currently Default

4.2.1.11 Gráfico de las secciones escogidas para vigas secundarias configuradas en ETABS.

De los dos gráficos mostrados se puede observar que las secciones seleccionadas para vigas secundarias son las siguientes:

- W12X53
- W12X30

VIGAS	bt/2tf	hw/tw	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Cumplimiento	Cumplimiento
w12x53	8,69	27,5	8,64	70,59	CUMPLE	CUMPLE
w12x30	7,41	40,4	8,64	70,59	CUMPLE	CUMPLE

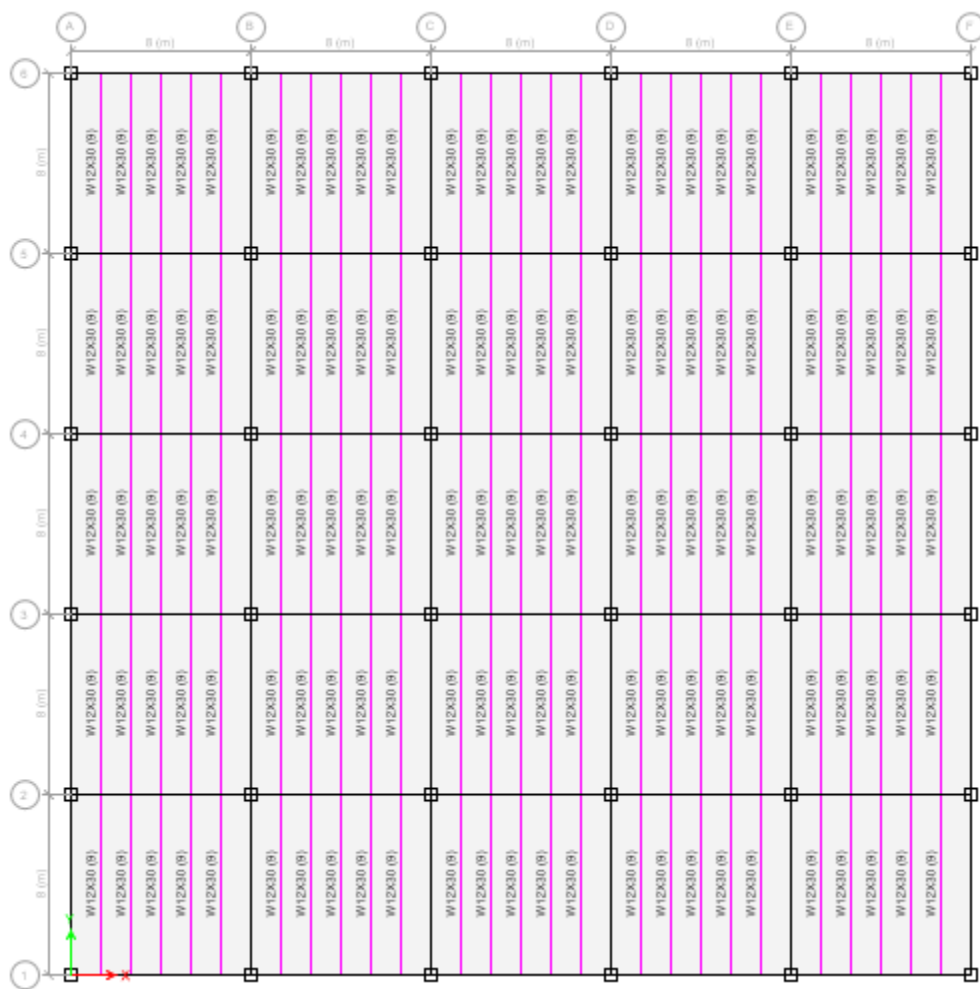
4.2.1.12 Cuadro que muestra el cumplimiento de la compacidad necesaria de las vigas seleccionadas.

En el programa se puede ver la eficiencia que tiene cada viga y que se muestra en el cuadro siguiente que fue sacado del programa ETABS después del análisis correspondiente.

Section	Shear Studs	Camber	Ratio
W12X30	9	0	0,913
W12X53	9	0	0,587

4.2.1.13 Gráfico de eficiencia de las secciones de vigas secundarias.

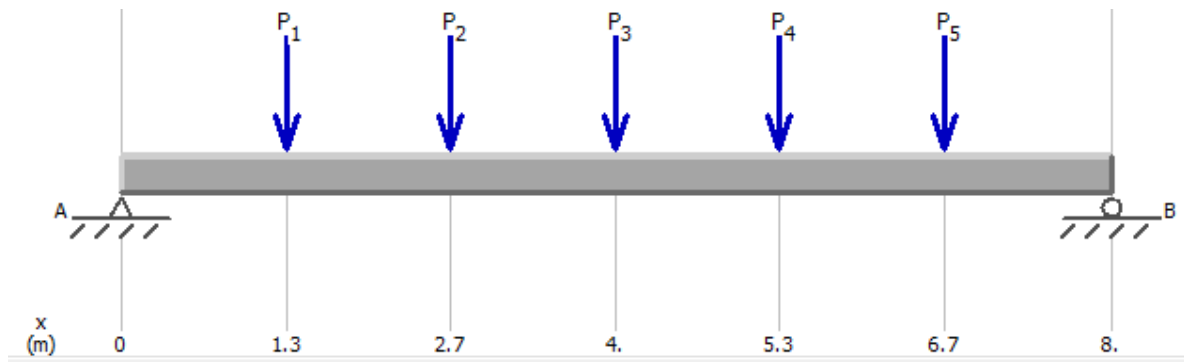
Se puede observar que ambas secciones trabajan bien pero que si utilizamos la sección w12x53 se estaría sobre utilizando la sección entonces se puede tomar la sección w12x30 como la óptima ya que tiene la eficiencia de 0.913 y que es la que se acerca más a la unidad.



4.2.1.14 Gráfico del análisis realizado para las vigas secundarias.

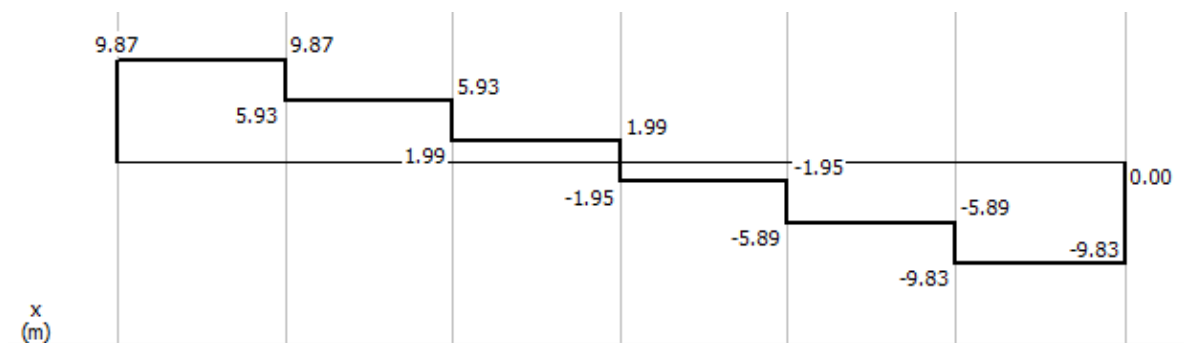
En el caso de las vigas principales se realizó el pre-diseño de las vigas y aquí se muestra el procedimiento:

Primero se modela la viga como si estuviera apoyo en sus extremos y con las cargas de las vigas secundarias que se calcularon con anterioridad.

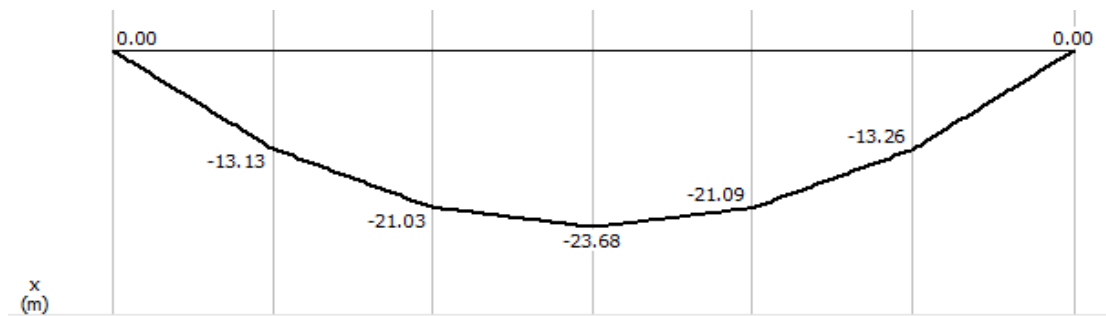


4.2.1.15 Gráfico de la viga principal con las cargas respectivas de las vigas secundarias.

Cada carga es igual a la reacción antes calculada de 3.94 T. y las distancias entre cargas es de 1.33 m.



4.2.1.16 Gráfico del diagrama de corte de la viga principal.



4.2.1.17 Gráfico de diagrama de momentos de la viga principal.

Aquí se puede observar que el momento máximo que se aplica a la viga principal es de 23.68 T.m.

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b F_y} = \frac{23.68 \times 10^5}{0.9 \times 2530} = 1039.97 \text{ cm}^3$$

4.2.1.18 Ecuación para encontrar el módulo plástico requerido de las vigas principales.

Para saber la altura de la viga se calcula con la siguiente ecuación que está en función de la luz libre de la viga:

$$h_{viga} = \frac{\text{luz libre}}{20} = \frac{800 \text{ cm}}{20} = 40 \text{ cm} = 15.78 \text{ in}$$

Como se observa se obtiene una altura de la viga de aproximadamente 16 pulgadas, entonces se procede a escoger alguna viga w14 ó w16, ó alguna que sea cercana a dicha dimensión y se varía la otra dimensión para así encontrar la adecuada.

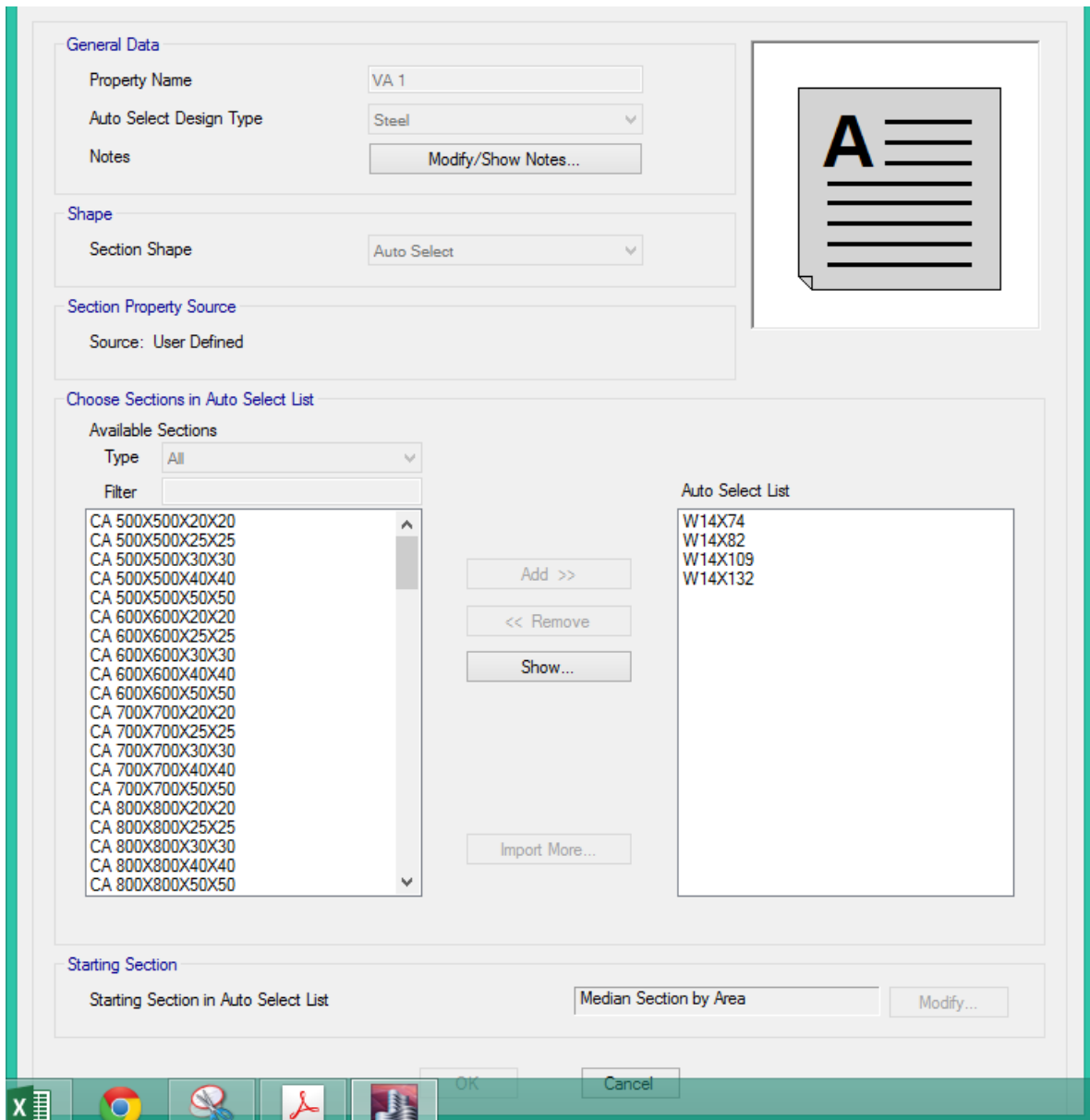
Las secciones que se tomaron para las vigas principales de acero fueron las que se muestran a continuación.

- w14x74
- w14x82
- w14x109
- w14x132



Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X				
	d	bf	tf	hw *	tw	r *	bf 2tf	hw tw			ix	Sx	rx	Qx	Zx
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
W14x233	407	404	43,7	286	27,2	30,2	4,62	10,5	441,9	346,7	125286	6145	16,84	3572	7145
x211	399	401	39,6	286	24,9	28,6	5,06	11,5	400,0	314,0	110718	5539	16,64	3195	6391
x193	393	399	36,6	286	22,6	30,2	5,45	12,6	366,5	287,2	99896	5080	16,51	2909	5817
x176	387	398	33,3	286	21,1	30,2	5,97	13,6	334,2	261,9	89074	4605	16,33	2622	5244
x159	380	395	30,2	286	18,9	25,4	6,54	15,1	301,3	236,6	79084	4162	16,21	2352	4703
x145	375	394	27,7	286	17,3	25,4	7,11	16,5	275,5	215,8	71176	3802	16,08	2130	4261
W14x132	372	374	26,2	286	16,4	23,8	7,15	17,4	250,3	196,4	63683	3425	15,95	1917	3835
x120	368	373	23,9	286	15,0	23,8	7,80	19,1	227,7	178,6	57440	3114	15,85	1737	3474
x109	364	371	21,8	286	13,3	22,2	8,49	21,4	206,5	162,2	51613	2835	15,80	1573	3146
x99	360	370	19,8	286	12,3	22,2	9,34	23,2	187,7	147,3	46202	2573	15,67	1417	2835
x90	356	369	18,0	286	11,2	22,2	10,2	25,6	171,0	133,9	41582	2343	15,60	1286	2573
W14x82	363	257	21,7	279	13,0	25,4	5,92	21,6	155,5	122,0	36712	2016	15,37	1139	2278
x74	360	256	19,9	279	11,4	23,8	6,41	24,4	140,6	110,1	33132	1835	15,34	1032	2065
x68	357	255	18,3	279	10,5	23,8	6,97	26,5	129,0	101,2	30094	1688	15,27	942	1885
x61	353	254	16,4	279	9,53	23,8	7,75	29,3	115,5	90,8	26639	1511	15,19	836	1671
W14x53	354	205	16,8	279	9,40	23,8	6,11	29,7	100,6	78,9	22518	1275	14,96	714	1427
x48	350	204	15,1	279	8,64	22,2	6,75	32,4	90,97	71,4	20187	1152	14,86	642	1285
x43	347	203	13,5	279	7,75	22,2	7,54	36,1	81,29	64,0	17815	1027	14,78	570	1141
W14x38	358	172	13,1	305	7,87	15,9	6,57	38,7	72,26	56,6	16025	895	14,91	504	1008
x34	355	171	11,6	305	7,24	15,9	7,41	42,1	64,52	50,6	14152	796	14,81	447	895
x30	352	171	9,78	305	6,86	15,9	8,74	44,4	57,10	44,6	12112	688	14,55	388	775
W14x26	353	128	10,7	305	6,48	14,3	5,98	47,1	49,61	38,7	10198	578	14,35	329	659
x22	349	127	8,51	305	5,84	14,3	7,46	52,2	41,87	32,7	8283	475	14,07	272	544
W12x336	427	340	75,1	241	45,1	38,1	2,26	5,35	637,4	500,0	168990	7915	16,28	4941	9881
x305	415	336	68,7	241	41,3	36,5	2,45	5,85	578,1	453,9	147762	7128	15,98	4400	8800

4.2.1.19 Gráfico de definición de las secciones mostradas anteriormente.

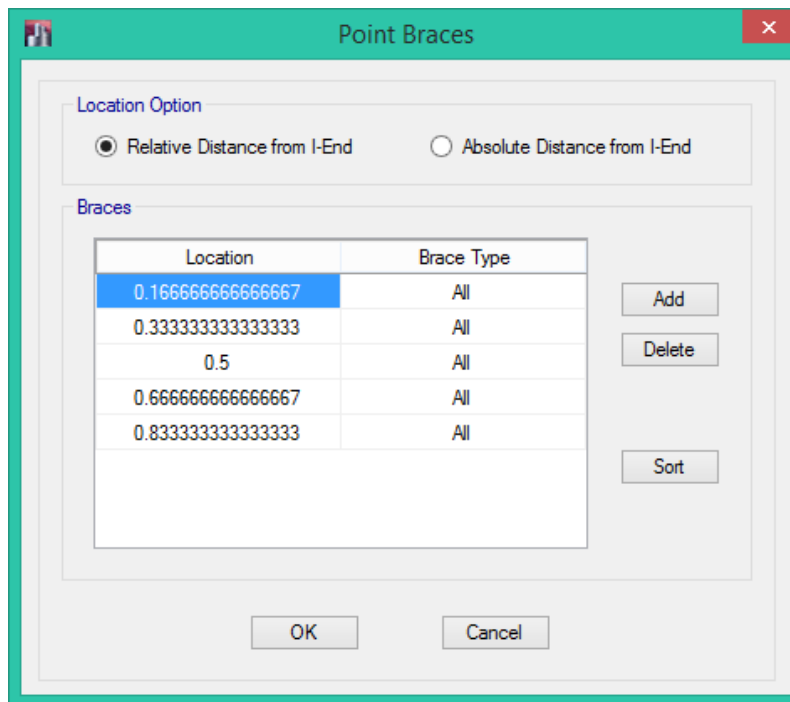


4.2.1.20 Gráfico que muestras las secciones agrupadas para la opción Auto Select List de vigas principales.

VIGAS	bt/2tf	hw/tw	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Cumplimiento	Cumplimiento
w14x82	5,95	21,6	8,64	70,59	CUMPLE	CUMPLE
w14x109	8,49	21,4	8,64	70,59	CUMPLE	CUMPLE
w14x132	7,15	17,4	8,64	70,59	CUMPLE	CUMPLE

4.2.1.21 Cuadro que muestra el cumplimiento de la compacidad necesario para las vigas principales.

En el caso de las vigas principales que no están conectadas a la vigas secundarias, es necesario realizar un arriostramiento ya que debido a la longitud de la viga, que es de ocho (8) metros esta presenta un pandeo torsional. Por lo que se realiza este arriostramiento cada un sexto (1/6) de la distancia total de la viga, como se muestra a continuación.



4.2.1.22 Gráfico de arriostramiento de las vigas principales.

Para realizar el análisis del Corte Basal se debe determinar el peso  $W$  de las estructura y para esto se debe calcular mediante el modelo y se suman los dos siguientes pesos:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22891.7079	457834.1575	-457834	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-3410.1795	0	0	-1.289E-06	-293785	68203.5895
SISMO Y	0	-3410.1795	0	293785.3308	1.273E-06	-68203.5895
SISMO X NEG	-3410.1795	0	0	-1.289E-06	-293785	68203.5895
SISMO Y NEG	0	-3410.1795	0	293785.3308	1.273E-06	-68203.5895
DINAMICO X Max	2938.3965	0.0018	0	0.0044	212034.4342	58767.9183
DINAMICO Y Max	0.0017	2930.4547	0	212295.3295	0.0049	58609.0974

4.2.1.23 Gráfico de reacciones en el suelo por las diferentes solicitaciones.

Se deben sumar los dos valores que se muestran teniendo:

$$W = 22891.71 + 22400 = 45291.71 \text{ Tonf}$$

El Corte Basal en X y Y, se calculará de la siguiente manera:

$$V = 0.044 * 45291.71 = 1992.84 \text{ Tonf}$$

El programa calculó el Corte Basal con los siguientes:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22891.7079	457834.1575	-457834	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-2139.3849	0	0	-8.088E-07	-184307	42787.6973
SISMO Y	0	-2139.3849	0	184306.983	7.988E-07	-42787.6973
SISMO X NEG	-2139.3849	0	0	-8.088E-07	-184307	42787.6973
SISMO Y NEG	0	-2139.3849	0	184306.983	7.988E-07	-42787.6973
DINAMICO X Max	787.7176	0.0005	0	0.0012	56841.6352	15754.3494
DINAMICO Y Max	0.0004	785.5886	0	56911.5753	0.0013	15711.7732

4.2.1.24 Gráfico de valores del Corte Basal calculados por el programa.

Con estos valores se debe realizar la corrección:

$$fc1 = \frac{1992.84}{2139.385} = 0.9315$$

La corrección se la realiza de la siguiente manera, como se muestra en el siguiente gráfico que se obtuvo del programa ETABS.

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. It is divided into three main sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'X Dir + Eccentricity' checkbox is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, the 'Base Shear Coefficient, C' is calculated as 0.044 multiplied by 0.9315, and the 'Building Height Exp., K' is set to 1. In the 'Story Range' section, the 'Top Story' is set to Story40 and the 'Bottom Story' is set to Base. The dialog box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

4.2.1.25 Gráfico de corrección con el factor f1.

Ahora se procede a realizar el otro tipo de corrección que se la realiza de la siguiente manera:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22891.7079	457834.1575	-457834	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-1992.837	0	0	-7.534E-07	-171682	39856.74
SISMO Y	0	-1992.837	0	171681.9546	7.441E-07	-39856.74
SISMO X NEG	-1992.837	0	0	-7.534E-07	-171682	39856.74
SISMO Y NEG	0	-1992.837	0	171681.9546	7.441E-07	-39856.74
DINAMICO X Max	787.7176	0.0005	0	0.0012	56841.6352	15754.3494
DINAMICO Y Max	0.0004	785.5886	0	56911.5753	0.0013	15711.7732

$$fc2 = \frac{1992.837}{786.6531} = 2.533$$

Esta corrección se la modifica en los casos de carga que se denominaron Dinámico X y Dinámico Y y que se muestra más adelante como se debe realizar la corrección mediante el gráfico del programa ETABS.

Load Case Data

×

General

Load Case Name

DINAMICO X

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MASA 1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO NEC	9.8067*2.533

?

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

4.2.1.26 Gráfico de corrección de Corte Basal.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22891.7079	457834.1575	-457834	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-1992.837	0	0	-7.534E-07	-171682	39856.74
SISMO Y	0	-1992.837	0	171681.9546	7.441E-07	-39856.74
SISMO X NEG	-1992.837	0	0	-7.534E-07	-171682	39856.74
SISMO Y NEG	0	-1992.837	0	171681.9546	7.441E-07	-39856.74
DINAMICO X Max	1995.4312	0.0012	0	0.003	143990.1399	39908.6158
DINAMICO Y Max	0.0011	1990.038	0	144167.3109	0.0033	39800.7624

#### 4.2.1.27 Cuadro de reacciones después de realizar la corrección.

Después de haber corregido se procede a verificar los resultados que son los siguientes:

Primero se puede observar que se obtienen los resultados de la participación modal.

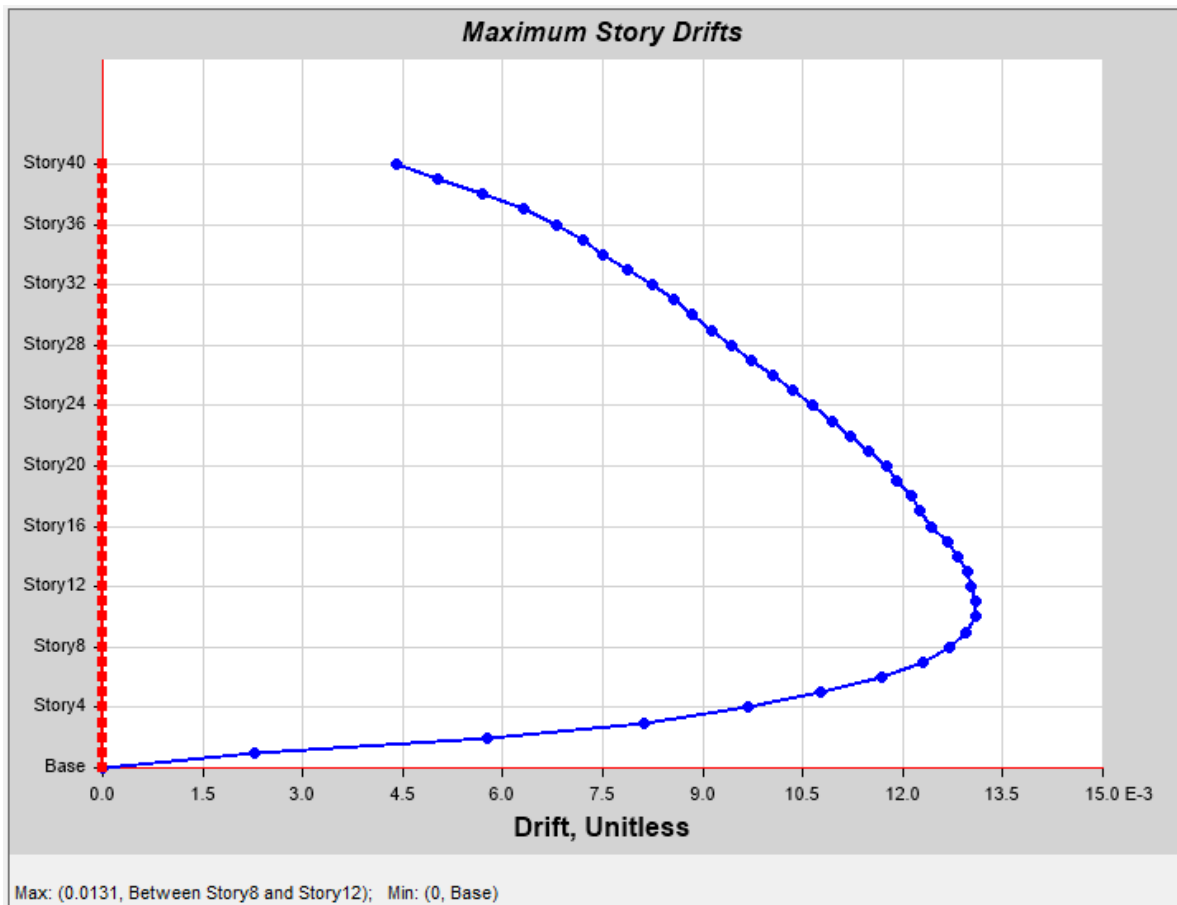
TABLA: Participación Modal proporcional a las masas														
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	8.622	0.759	0	0	0.7592	0	0	0	0.236	0	0	0.2356	0
Modal	2	8.576	0	0.754	0	0.7592	0.7536	0	0.243	0	0	0.2434	0.2356	0
Modal	3	7.147	0	0	0	0.7592	0.7536	0	0	0	0.758	0.2434	0.2356	0.758
Modal	4	3.006	0	0.1	0	0.7592	0.8534	0	0.389	0	0	0.6325	0.2356	0.758
Modal	5	2.881	0.097	0	0	0.8566	0.8534	0	0	0.417	0	0.6325	0.6527	0.758
Modal	6	2.494	0	0	0	0.8566	0.8534	0	0	0	0.097	0.6325	0.6527	0.8547
Modal	7	1.745	0	0.04	0	0.8566	0.8934	0	0.077	0	0	0.7095	0.6527	0.8547
Modal	8	1.677	0.038	0	0	0.8942	0.8934	0	0	0.058	0	0.7095	0.7103	0.8547
Modal	9	1.471	0	0	0	0.8942	0.8934	0	0	0	0.04	0.7095	0.7103	0.8945
Modal	10	1.191	0	0.022	0	0.8942	0.9152	0	0.062	0	0	0.7714	0.7103	0.8945
Modal	11	1.151	0.021	0	0	0.9154	0.9152	0	0	0.063	0	0.7714	0.7732	0.8945
Modal	12	1.009	0	0	0	0.9154	0.9152	0	0	0	0.022	0.7714	0.7732	0.9165
Modal	13	0.87	0	0.014	0	0.9154	0.9295	0	0.032	0	0	0.803	0.7732	0.9165
Modal	14	0.848	0.014	0	0	0.9293	0.9295	0	0	0.03	0	0.803	0.8033	0.9165
Modal	15	0.743	0	0	0	0.9293	0.9295	0	0	0	0.014	0.803	0.8033	0.9308
Modal	16	0.67	0	0.01	0	0.9293	0.9398	0	0.029	0	0	0.8321	0.8033	0.9308
Modal	17	0.655	0.011	0	0	0.9398	0.9398	0	0	0.029	0	0.8321	0.8326	0.9308
Modal	18	0.576	0	0	0	0.9398	0.9398	0	0	0	0.011	0.8321	0.8326	0.9412



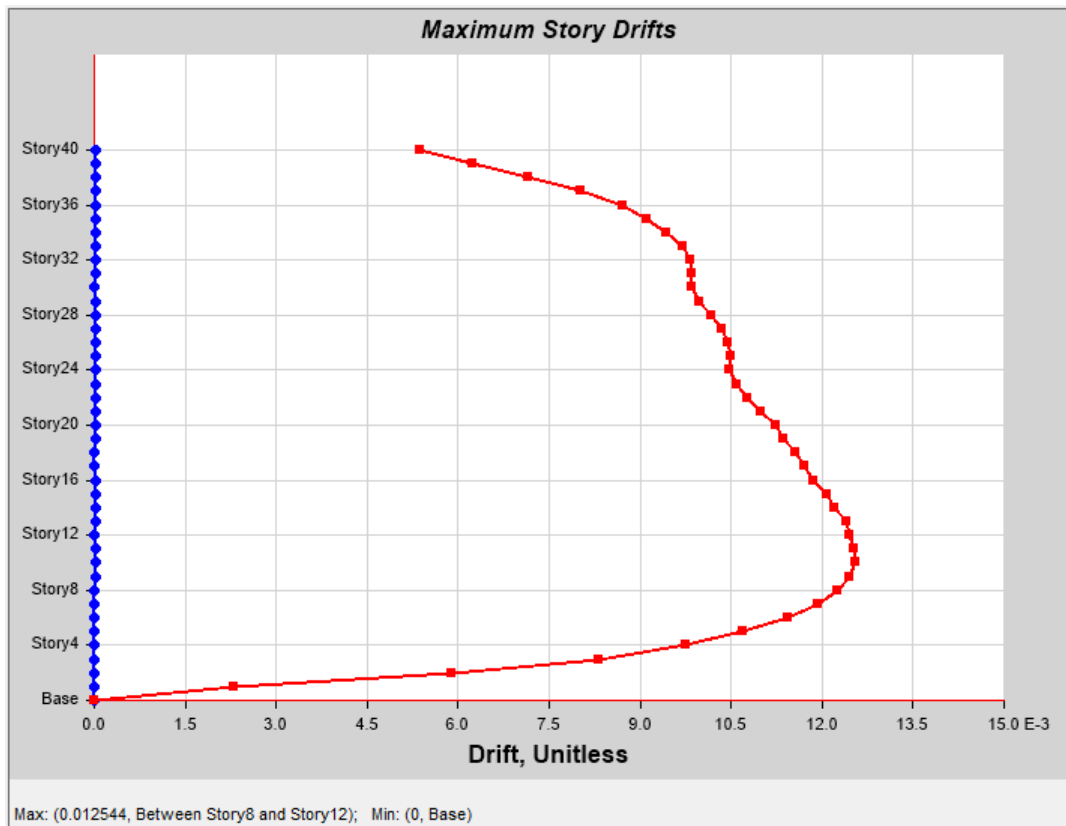
Modal	19	0.531	0	0.008	0	0.9398	0.9476	0	0.019	0	0	0.8513	0.8326	0.9412
Modal	20	0.52	0.008	0	0	0.9476	0.9476	0	0	0.019	0	0.8513	0.8514	0.9412
Modal	21	0.458	0	0	0	0.9476	0.9476	0	0	0	0.008	0.8513	0.8514	0.9491
Modal	22	0.429	0	0.006	0	0.9476	0.9539	0	0.018	0	0	0.8689	0.8514	0.9491
Modal	23	0.422	0.006	0	0	0.9539	0.9539	0	0	0.018	0	0.8689	0.8691	0.9491
Modal	24	0.372	0	0	0	0.9539	0.9539	0	0	0	0.006	0.8689	0.8691	0.955
Modal	25	0.355	0	0.005	0	0.9539	0.959	0	0.013	0	0	0.8821	0.8691	0.955
Modal	26	0.35	0.005	0	0	0.9591	0.959	0	0	0.013	0	0.8821	0.8825	0.955
Modal	27	0.308	0	0	0	0.9591	0.959	0	0	0	0.005	0.8821	0.8825	0.96
Modal	28	0.298	0	0.004	0	0.9591	0.9631	0	0.012	0	0	0.8938	0.8825	0.96
Modal	29	0.293	0.004	0	0	0.9633	0.9631	0	0	0.012	0	0.8938	0.8943	0.96
Modal	30	0.259	0	0	0	0.9633	0.9631	0	0	0	0.004	0.8938	0.8943	0.9641
Modal	31	0.253	0	0.004	0	0.9633	0.9667	0	0.01	0	0	0.9035	0.8943	0.9641
Modal	32	0.249	0.004	0	0	0.9669	0.9667	0	0	0.01	0	0.9035	0.904	0.9641
Modal	33	0.22	0	0	0	0.9669	0.9667	0	0	0	0.003	0.9035	0.904	0.9674
Modal	34	0.217	0	0.003	0	0.9669	0.97	0	0.009	0	0	0.9127	0.904	0.9674
Modal	35	0.214	0.003	0	0	0.9702	0.97	0	0	0.009	0	0.9127	0.9133	0.9674
Modal	36	0.19	0	0	0	0.9702	0.97	0	0	0	0.003	0.9127	0.9133	0.9706
Modal	37	0.189	0	0.003	0	0.9702	0.973	0	0.008	0	0	0.9212	0.9133	0.9706
Modal	38	0.187	0.003	0	0	0.9732	0.973	0	0	0.009	0	0.9212	0.9217	0.9706
Modal	39	0.167	0	0.003	0	0.9732	0.9757	0	0.008	0	0	0.9289	0.9217	0.9706
Modal	40	0.166	0	0	0	0.9732	0.9757	0	0	0	0.003	0.9289	0.9217	0.9735

4.2.1.28 Cuadro de datos del análisis de la participación modal.

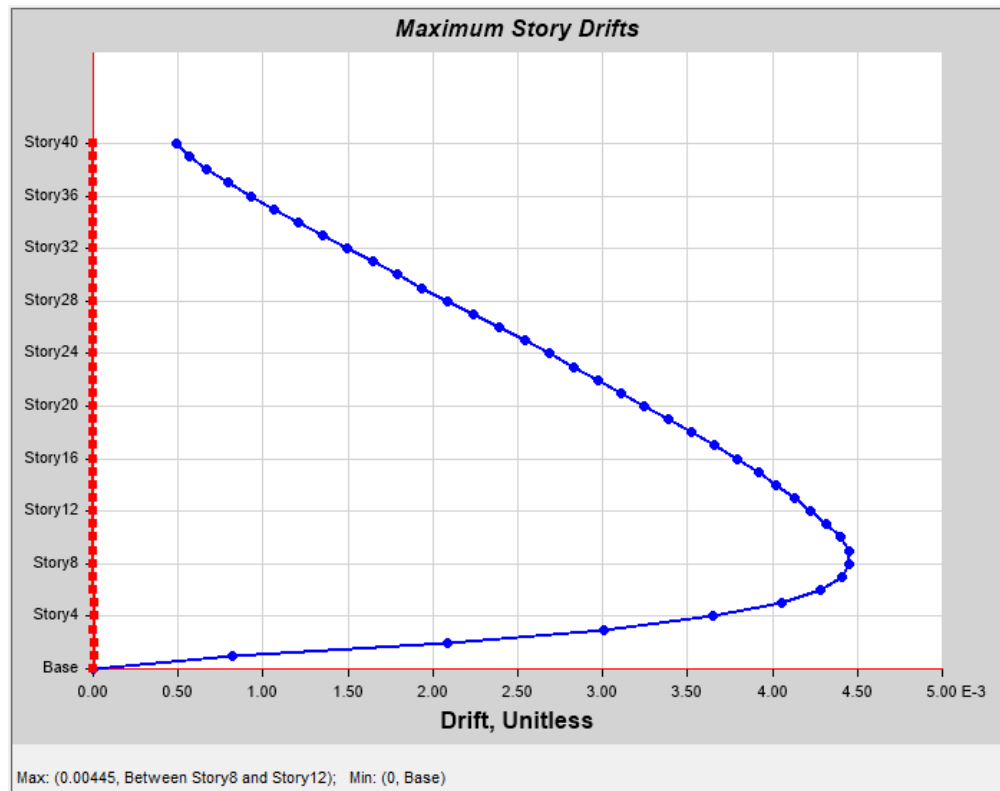
A continuación se obtuvieron los resultados de las derivas de piso respecto de cada piso y referente al caso de carga Dinámico X, Dinámico Y y Viento, los cuales se muestran a continuación:



4.2.1.29 Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico X.



4.2.1.30 Gráfico de derivas de piso del caso de carga Dinámico Y.



4.2.1.31 Gráfico de las derivas de cada piso aplicado la carga de viento.

Se debe resaltar que para el caso del viento se tiene veinte cuatro (24) combinaciones pero que para el análisis solo se tomó en cuenta las que generaban el valor mayor en cuanto a derivas y en esfuerzos que se muestran más adelante.

Se analizan los valores de las derivas de piso para verificarlos con las normas.

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

4.2.1.32 Cuadro de los valores de derivas de piso permitidas. (Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Valores máximos de  $\Delta_M$

$$\Delta_M = 0.75 \Delta_E$$

Donde:

$\Delta_M$  : Deriva máxima de piso

$R$  : Factor de reducción de resistencia

$\Delta_E$  : Derivas elásticas

Derivas con el caso de carga en sentido X.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO $\Delta_M$ X-DIR
	m		$\Delta_E$	
Story40	128	Top	0.004396428	0.019783927
Story39	124.8	Top	0.005019613	0.02258826
Story38	121.6	Top	0.005691624	0.025612307
Story37	118.4	Top	0.006316251	0.02842313
Story36	115.2	Top	0.006797381	0.030588215
Story35	112	Top	0.007195528	0.032379875
Story34	108.8	Top	0.007510351	0.033796581
Story33	105.6	Top	0.007865544	0.035394946
Story32	102.4	Top	0.008230305	0.037036372
Story31	99.2	Top	0.008571959	0.038573814
Story30	96	Top	0.008842084	0.039789377
Story29	92.8	Top	0.009126731	0.041070291
Story28	89.6	Top	0.00942447	0.042410113
Story27	86.4	Top	0.009733462	0.043800577
Story26	83.2	Top	0.010043797	0.045197085
Story25	80	Top	0.010348441	0.046567983
Story24	76.8	Top	0.010644487	0.047900193
Story23	73.6	Top	0.01093088	0.049188959
Story22	70.4	Top	0.011206025	0.050427114

Story21	67.2	Top	0.011477686	0.051649586
Story20	64	Top	0.011760242	0.052921088
Story19	60.8	Top	0.011910049	0.05359522
Story18	57.6	Top	0.012117187	0.054527343
Story17	54.4	Top	0.012252025	0.055134113
Story16	51.2	Top	0.012426335	0.055918509
Story15	48	Top	0.012667329	0.057002981
Story14	44.8	Top	0.01283007	0.057735313
Story13	41.6	Top	0.012960997	0.058324486
Story12	38.4	Top	0.013031231	0.058640537
Story11	35.2	Top	0.013099994	0.058949974
Story10	32	Top	0.013090931	0.058909189
Story9	28.8	Top	0.012951323	0.058280953
Story8	25.6	Top	0.012692486	0.057116186
Story7	22.4	Top	0.012291442	0.055311488
Story6	19.2	Top	0.011673741	0.052531833
Story5	16	Top	0.010770917	0.048469127
Story4	12.8	Top	0.009667863	0.043505385
Story3	9.6	Top	0.008124207	0.03655893
Story2	6.4	Top	0.005772431	0.025975941
Story1	3.2	Top	0.002269193	0.01021137
Base	0	Top	0	0

4.2.1.33 Cuadro de datos de las derivas en el sentido X del programa ETABS.

En el siguiente cuadro se presentan los valores de las derivas en el sentido Y.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	Y-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM Y-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.005381858	0.024218361
Story39	124.8	Top	0.006230726	0.028038266
Story38	121.6	Top	0.007164076	0.032238341
Story37	118.4	Top	0.008012405	0.036055824
Story36	115.2	Top	0.008703587	0.039166139
Story35	112	Top	0.009115671	0.041020518
Story34	108.8	Top	0.009442755	0.0424924
Story33	105.6	Top	0.009711853	0.04370334

Story32	102.4	Top	0.009820165	0.044190742
Story31	99.2	Top	0.009857244	0.044357597
Story30	96	Top	0.009855724	0.044350756
Story29	92.8	Top	0.009982325	0.044920464
Story28	89.6	Top	0.01016932	0.045761939
Story27	86.4	Top	0.010355427	0.04659942
Story26	83.2	Top	0.010451724	0.047032756
Story25	80	Top	0.01048273	0.047172285
Story24	76.8	Top	0.010478122	0.047151549
Story23	73.6	Top	0.010589223	0.047651502
Story22	70.4	Top	0.010761499	0.048426747
Story21	67.2	Top	0.010979425	0.049407411
Story20	64	Top	0.011233195	0.050549376
Story19	60.8	Top	0.011369448	0.051162516
Story18	57.6	Top	0.011557469	0.052008609
Story17	54.4	Top	0.011703347	0.052665059
Story16	51.2	Top	0.011857655	0.053359448
Story15	48	Top	0.01208677	0.054390465
Story14	44.8	Top	0.012213856	0.05496235
Story13	41.6	Top	0.012409496	0.05584273
Story12	38.4	Top	0.012444695	0.056001128
Story11	35.2	Top	0.012521795	0.056348078
Story10	32	Top	0.012544447	0.056450014
Story9	28.8	Top	0.012449103	0.056020962
Story8	25.6	Top	0.012250874	0.055128931
Story7	22.4	Top	0.011941149	0.053735172
Story6	19.2	Top	0.011442061	0.051489274
Story5	16	Top	0.010701402	0.04815631
Story4	12.8	Top	0.009757355	0.043908097
Story3	9.6	Top	0.008311786	0.037403036
Story2	6.4	Top	0.005891783	0.026513022
Story1	3.2	Top	0.002304964	0.01037234
Base	0	Top	0	0

4.2.1.34 Cuadro de valores de las derivas en el sentido Y del programa ETABS.

Y en la siguiente tabla se presenta los valores máximos de derivas de piso generados por las cargas de Viento.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO $\Delta M$ X-DIR
	m		$\Delta_E$	
Story40	128	Top	0.000490666	0.00221
Story39	124.8	Top	0.000565378	0.00254
Story38	121.6	Top	0.000671205	0.00302
Story37	118.4	Top	0.000794129	0.00357
Story36	115.2	Top	0.00092717	0.00417
Story35	112	Top	0.001066067	0.00480
Story34	108.8	Top	0.001208337	0.00544
Story33	105.6	Top	0.001352493	0.00609
Story32	102.4	Top	0.001497536	0.00674
Story31	99.2	Top	0.001643287	0.00739
Story30	96	Top	0.001789975	0.00805
Story29	92.8	Top	0.001938116	0.00872
Story28	89.6	Top	0.002087792	0.00940
Story27	86.4	Top	0.002239836	0.01008
Story26	83.2	Top	0.002390069	0.01076
Story25	80	Top	0.002539904	0.01143
Story24	76.8	Top	0.002685252	0.01208
Story23	73.6	Top	0.002828651	0.01273
Story22	70.4	Top	0.002969848	0.01336
Story21	67.2	Top	0.003109253	0.01399
Story20	64	Top	0.00324725	0.01461
Story19	60.8	Top	0.003383808	0.01523
Story18	57.6	Top	0.003519514	0.01584
Story17	54.4	Top	0.003654232	0.01644
Story16	51.2	Top	0.00379305	0.01707
Story15	48	Top	0.003916059	0.01762
Story14	44.8	Top	0.004022425	0.01810
Story13	41.6	Top	0.004132568	0.01860
Story12	38.4	Top	0.004226521	0.01902
Story11	35.2	Top	0.004315015	0.01942



Story10	32	Top	0.004399659	0.01980
Story9	28.8	Top	0.004449515	0.02002
Story8	25.6	Top	0.004448908	0.02002
Story7	22.4	Top	0.004411797	0.01985
Story6	19.2	Top	0.004285283	0.01928
Story5	16	Top	0.004058149	0.01826
Story4	12.8	Top	0.003646623	0.01641
Story3	9.6	Top	0.003005822	0.01353
Story2	6.4	Top	0.002086574	0.00939
Story1	3.2	Top	0.000820962	0.00369
Base	0	Top	0	0.00000

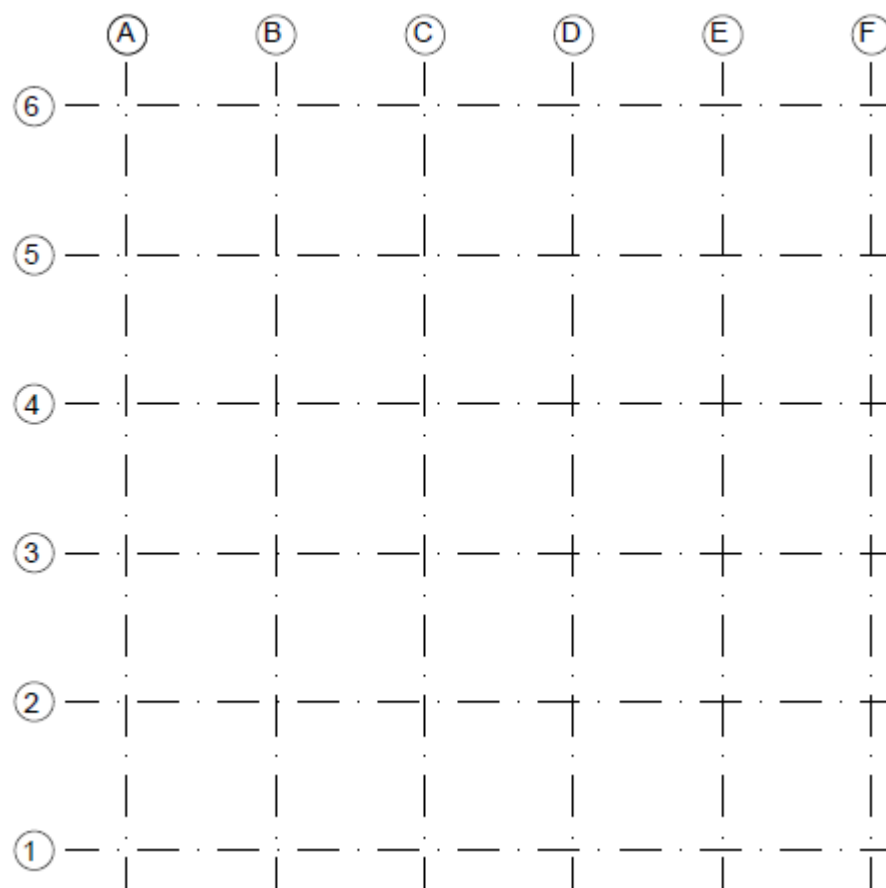
#### 4.2.1.35 Cuadro de valores de derivas de piso referente a las cargas de Viento.

Como se puede observar en ambos casos de las cargas Dinámico X y Dinámico Y no se cumple con las derivas máximas permitidas por la norma y en el caso del viento si se cumple y se tiene derivas mucho menores a las correspondientes a las cargas sísmicas.

En los gráficos siguientes se analizan los esfuerzos de corte y de momento que se genera en los pórticos debido a la carga de sismo tanto en sentido X como en sentido Y.

Se debe considerar que visto en planta el edificio se tiene los siguientes ejes y que los cuales se marcan serán analizados.

Teniendo la siguiente configuración de los ejes de edificio, como se muestra a continuación, se analizara los ejes C, F, 3, 5.



4.2.1.36 Gráfico de los ejes principales del edificio.

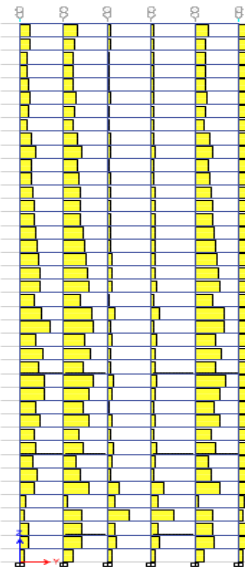
A continuación se muestra los gráficos de Corte y Momento del caso de carga Dinámico X:



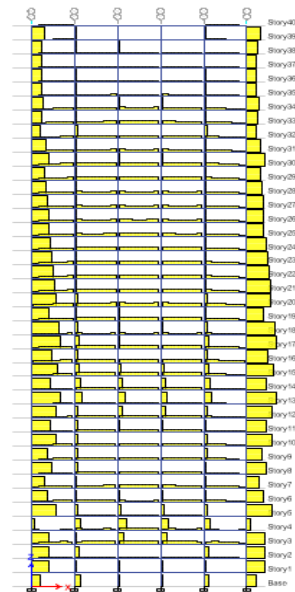
4.2.1.37 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(valor máx. 0.20 tonf)



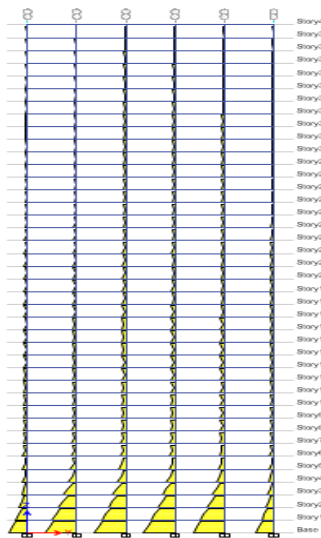
4.2.1.39 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 0.5268 tonf).



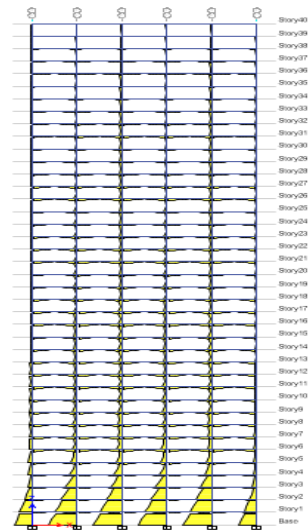
4.2.1.38 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(valor máx. 0.7025 tonf)



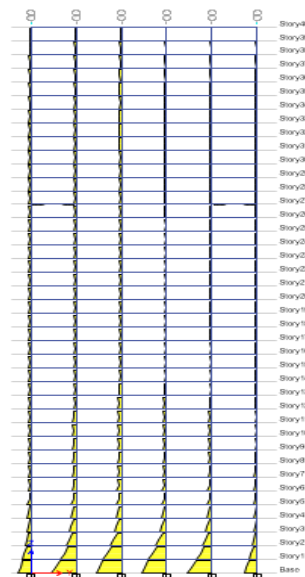
4.2.1.40 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx 0.7025 tonf).



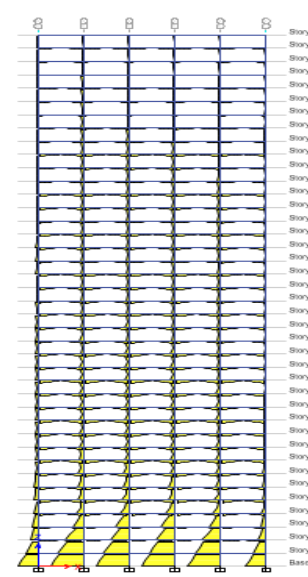
4.2.1.41 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación C (máx. 614.59  
tonf.m)



4.2.1.43 Gráfico de Momento 3 – 3  
elevación 3 (máx 613.91 tonf.m)

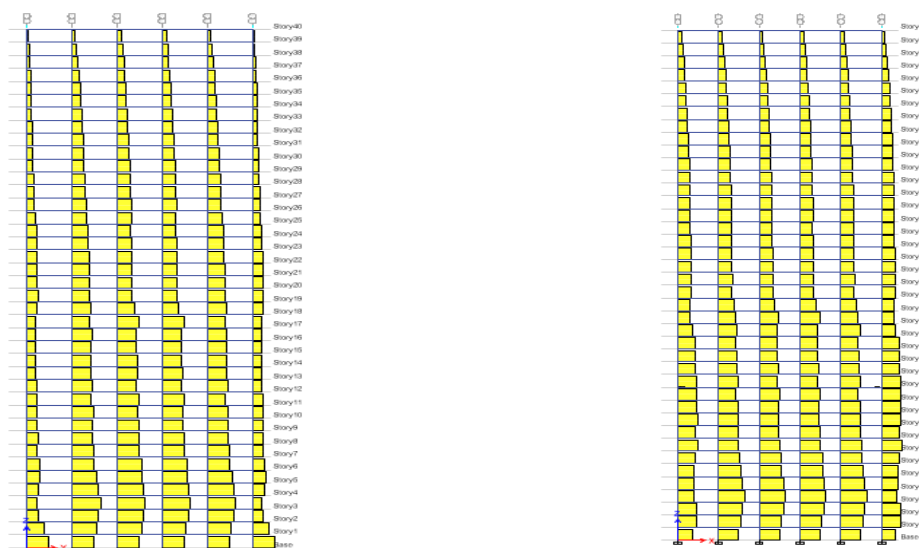


4.2.1.42 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación F (máx 607.36 tonf.m)



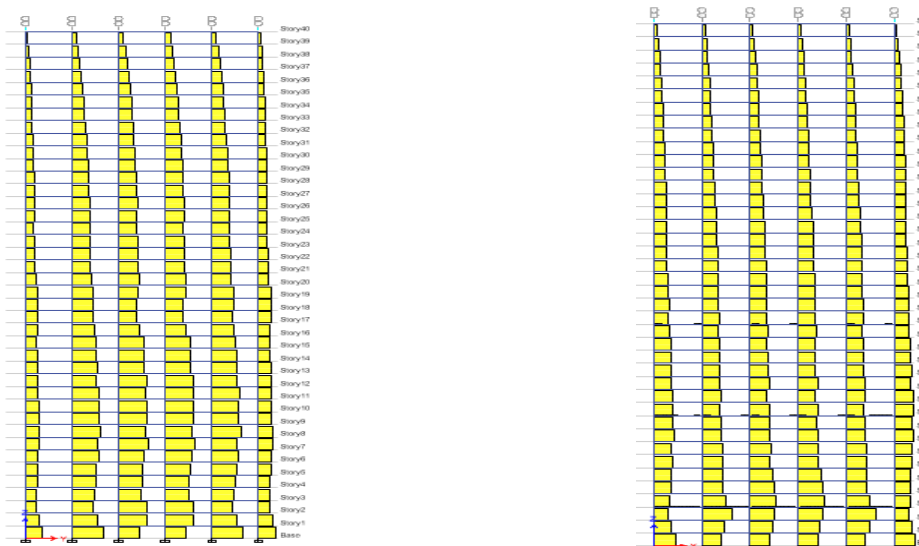
4.2.1.44 Gráfico de Momento 3 – 3  
elevación 5 (máx. 614.59 tonf.m)

A continuación se analiza la fuerza Dinámico Y, que se muestran los diagramas de diagramas de Corte y Momento correspondientes.



4.2.1.45 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 66.36 tonf).

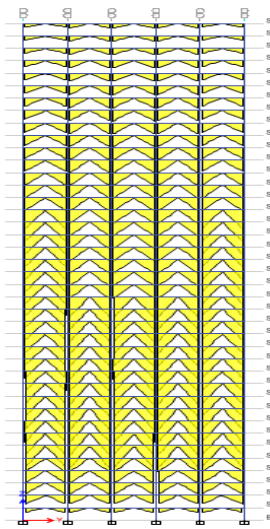
4.2.1.47 Gráfico de Corte 3-3 elevación  
3, (máx. 66.36 tonf).



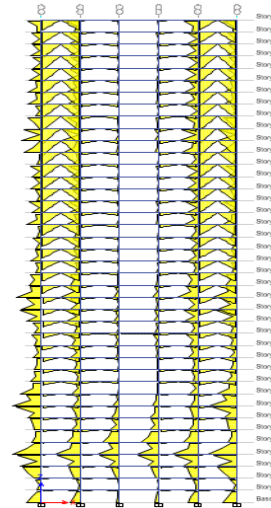
4.2.1.46 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 60.07 tonf).

4.2.1.48 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 65.53 tonf).

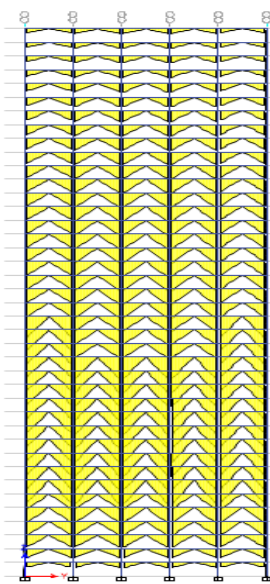
A continuación se muestran los gráficos de los momentos.



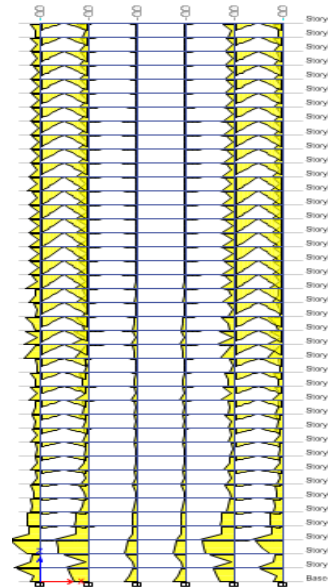
4.2.1.49 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación C (máx. 80.13 tonf.m)



4.2.1.51 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 3 (máx. 0.30 tonf.m)



4.2.1.50 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación F (máx. 79.99 tonf.m)

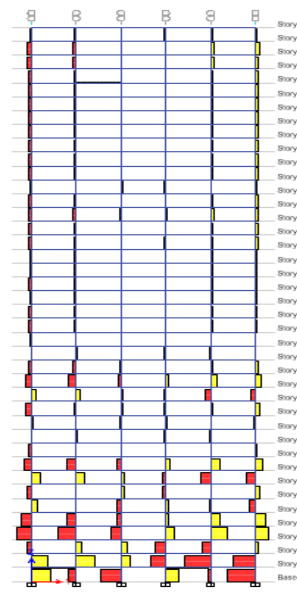


4.2.1.52 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 5 (máx. 0.65 tonf.m)

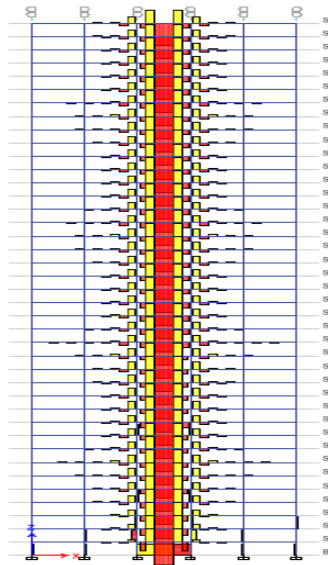
Por último a continuación se muestra los esfuerzos producidos por la carga de viento. viento. Por simplificar un poco el estudio se tomaron solo las combinaciones de viento que generaban los mayores esfuerzos para así mismo compararlos con los mayores esfuerzos generados por las cargas Dinámico X y Dinámico Y. Los gráficos que se muestran a continuación son los correspondientes a los esfuerzos máximos y mínimos de las de las combinaciones de Viento.



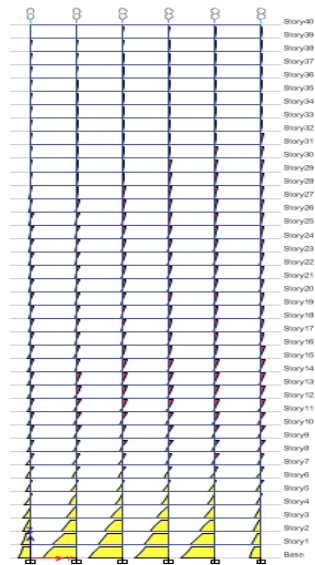
4.2.1.53 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 0.8578 tonf).



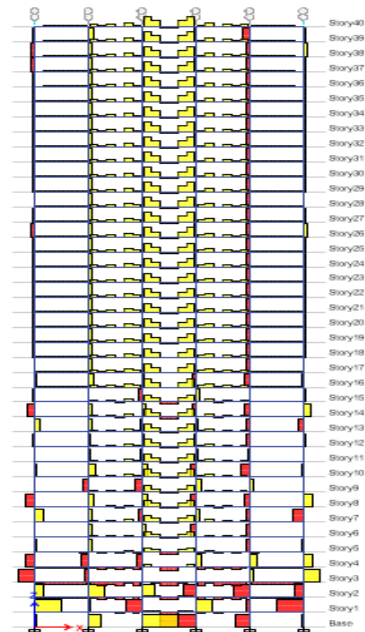
4.2.1.54 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 0.0827 tonf).



4.2.1.55 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 0.858 tonf).



4.2.1.57 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación C (máx.133.65 tonf.m)

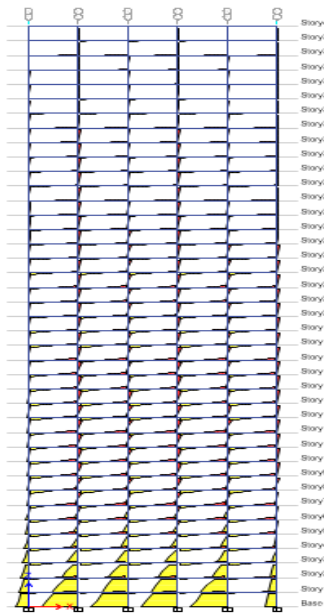


4.2.1.56 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 0.16 tonf).

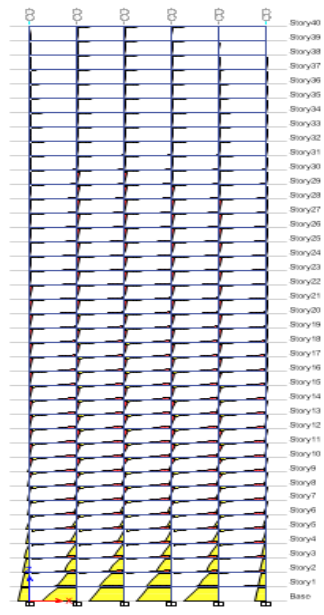


4.2.1.58 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación F (máx. 45.29 tonf.m)





4.2.1.59 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 3 (máx. 133.7 tonf.m)



4.2.1.60 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 5 (máx. 135.317  
tonf.m)

Aquí se presenta el cuadro de resumen de los esfuerzos mostrados en los gráficos anteriores.

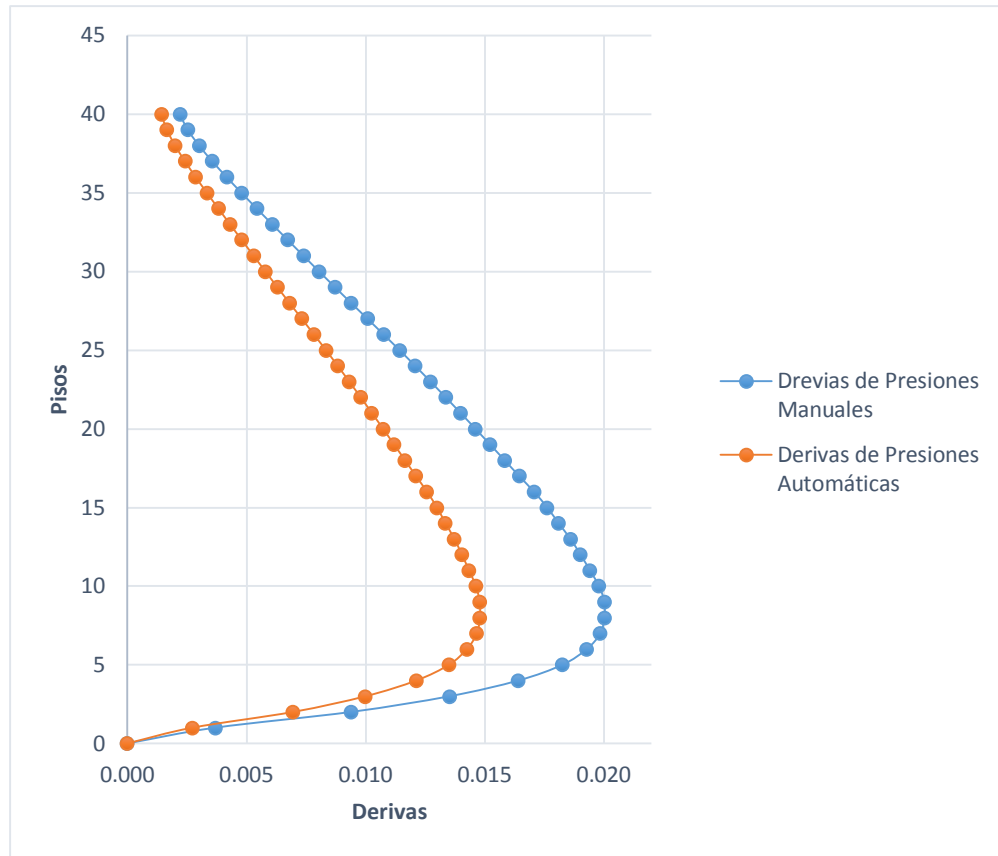
CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3(EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3- 3(EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3(EJE Z) T/M2
EJE C	0.20	614.59	66.36	80.13	0.86	133.66
EJE F	0.70	607.36	60.07	79.99	0.08	45.30
EJE 3	0.53	613.91	66.36	0.30	0.86	133.67
EJE 5	0.70	614.59	65.53	0.65	0.16	135.32

4.2.1.61 Cuadro de resumen de esfuerzos analizados.

Se puede observar que los esfuerzos mayores son generados por las cargas de sismo y que como mencionamos anteriormente como el sismo es el que rige el diseño, es posible excluir algunas combinaciones generadas por las cargas de viento.

Es importante notar que los esfuerzos mostrados aquí son los máximos y que generalmente como se puede ver en los gráficos, son aquellos que se generan en los pisos inferiores.

En el gráfico siguiente se muestra las derivas por cargas de viento, tanto las cargas ingresadas manualmente por el cálculo realizado y por las cargas que el programa calcula automáticamente ingresando ciertos parámetros. Se puede observar la variación de los datos y que resultados se pueden encontrar.



4.2.1.62 Gráfico de derivas de cada piso por cargas de viento ingresadas manualmente y automáticamente realizadas por el programa.

Se puede observar que si existe una diferencia considerable entre las derivas de las dos presiones pero que ambas se encuentran dentro de las derivas permitidas por la norma NEC. Se recomendaría realizar el cálculo manual para así poder apreciar más las derivas con valores más reales y además, que en el programa no se ingresan muchos parámetros por la razón que los valores de las presiones que se calcula en el programa pueden estar subestimadas.

### 4.3 Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento

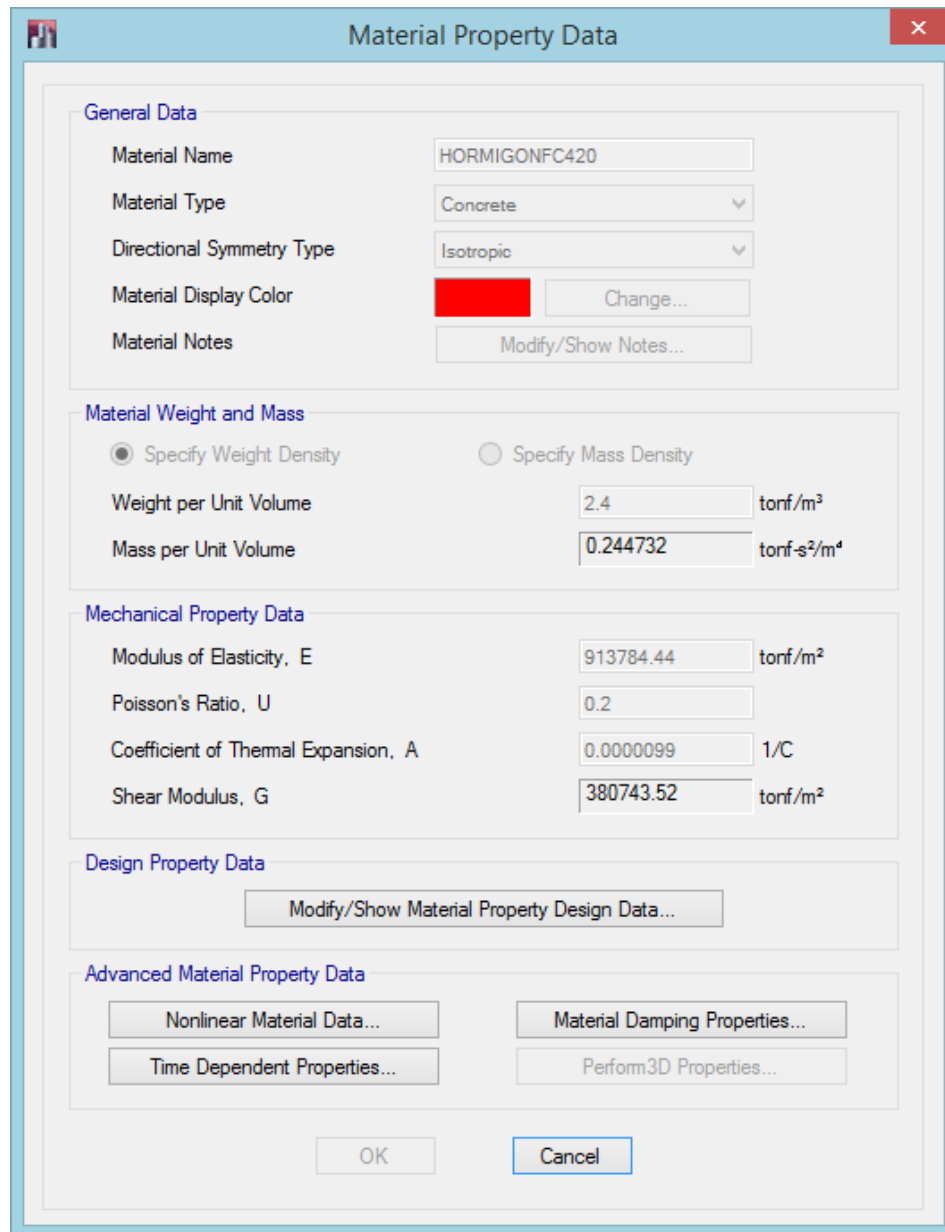
Para este modelo se utilizaron los elementos estructurales solamente de hormigón armado, se comenzará a detallar primeramente el material con el que se modeló las secciones.

El hormigón con el que se trabaja todas las secciones estructurales tiene las siguientes características:

$$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 14100 \sqrt{f'c} = 913784.44 \text{ Ton/m}^2$$

A continuación se muestra la configuración del material de hormigón en el programa ETABS.



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- General Data:**
  - Material Name:
  - Material Type:
  - Directional Symmetry Type:
  - Material Display Color:    - Material Notes:
- Material Weight and Mass:**
  - ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
  - Weight per Unit Volume:   $\text{tonf/m}^3$
  - Mass per Unit Volume:   $\text{tonf-s}^2/\text{m}^4$
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E:   $\text{tonf/m}^2$
  - Poisson's Ratio, U:
  - Coefficient of Thermal Expansion, A:   $1/\text{C}$
  - Shear Modulus, G:   $\text{tonf/m}^2$
- Design Property Data:**
  -
- Advanced Material Property Data:**
  -

At the bottom are  and .

4.3.1.1 Gráfico de características del hormigón a utilizarse en el modelo.

Para las secciones de las columnas se realizó el pre-diseño y se tomaron las dimensiones que se muestran a continuación:

PRE-DISEÑO DE COLUMNAS				
$f_c =$	420	kg/cm <sup>2</sup>	$\rho =$	1.0%
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>		
Dimensiones		Po (T)	Po/3 (T)	Po/4 (T)
90	90	3231.9	1077.3	808.0
100	100	3990.0	1330.0	997.5
110	110	4827.9	1609.3	1207.0
120	120	5745.6	1915.2	1436.4
130	130	6743.1	2247.7	1685.8
140	140	7820.4	2606.8	1955.1
150	150	8977.5	2992.5	2244.4
160	160	10214.4	3404.8	2553.6
170	170	11531.1	3843.7	2882.8
180	180	12927.6	4309.2	3231.9
190	190	14403.9	4801.3	3600.975
200	200	15960	5320	3990
210	210	17595.9	5865.3	4398.975

Po/3 columna interior

Po/4 columna exterior

#### 4.3.1.2 Cuadro de dimensiones de columnas con su fuerza axial que soportan.

Se realizó el pre-diseño de una columna central o interna y de una que se encuentra en el extremo o externa. Los cálculos se muestran a continuación.

##### Columna central

Área cooperante				
64	m <sup>2</sup>	CM	350	kg/cm <sup>2</sup>
PP vigas principales		CV	200	kg/cm <sup>2</sup>
20.74	T			
PP COLS SUPERIOR				
5.52	T			

#### 4.3.1.3 Cuadro de datos iniciales para el pre-diseño de la columna central o interna.

En el siguiente cuadro se muestran en la parte derecha las secciones tomadas, las que se dividieron en grupos de cinco (5) tomando en cuenta las variantes de fuerza cada ocho (8) pisos, lo que quiere decir que varía la secciones de la columna cada ocho (8) pisos.

NIVEL	CM LOSA	CM VIGAS	PP COLS SUP	CM SOBRECOT	CM SOBRECOT ACUM	CV LOSA	CV ACUM	% REDUC CV ACUM	CV TOTAL COL	1.2CM+1.6CV	Col. interior
Terraza	44.8	20.736				6.4					
			0	71.06	71.06		6.4	0	6.4	95.51	
40	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	142.11		22.4	10	20.16	202.79	
39	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	213.17		38.4	20	30.72	304.95	
38	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	284.22		54.4	30	38.08	402.00	
37	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	355.28		70.4	40	42.24	493.92	
36	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	426.34		86.4	40	51.84	594.55	
35	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	497.39		102.4	40	61.44	695.17	
34	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	568.45		118.4	40	71.04	795.80	
33	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	639.50		134.4	40	80.64	896.43	100x100
32	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	710.56		150.4	40	90.24	997.06	
31	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	781.62		166.4	40	99.84	1097.68	
30	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	852.67		182.4	40	109.44	1198.31	
29	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	923.73		198.4	40	119.04	1298.94	
28	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	994.78		214.4	40	128.64	1399.56	
27	44.8	20.736				16					

			5.52	71.06	1065.84		230.4	40	138.24	1500.19	
26	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1136.90		246.4	40	147.84	1600.82	
25	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1207.95		262.4	40	157.44	1701.45	120x120
24	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1279.01		278.4	40	167.04	1802.07	
23	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1350.06		294.4	40	176.64	1902.70	
22	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1421.12		310.4	40	186.24	2003.33	
21	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1492.18		326.4	40	195.84	2103.96	
20	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1563.23		342.4	40	205.44	2204.58	
19	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1634.29		358.4	40	215.04	2305.21	
18	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1705.34		374.4	40	224.64	2405.84	
17	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1776.40		390.4	40	234.24	2506.46	140x140
16	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1847.46		406.4	40	243.84	2607.09	
15	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1918.51		422.4	40	253.44	2707.72	
14	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	1989.57		438.4	40	263.04	2808.35	
13	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2060.62		454.4	40	272.64	2908.97	
12	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2131.68		470.4	40	282.24	3009.60	
11	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2202.74		486.4	40	291.84	3110.23	
10	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2273.79		502.4	40	301.44	3210.85	
9	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2344.85		518.4	40	311.04	3311.48	160x160
8	44.8	20.736				16					



			5.52	71.06	2415.90		534.4	40	320.64	3412.11	
7	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2486.96		550.4	40	330.24	3512.74	
6	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2558.02		566.4	40	339.84	3613.36	
5	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2629.07		582.4	40	349.44	3713.99	
4	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2700.13		598.4	40	359.04	3814.62	
3	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2771.18		614.4	40	368.64	3915.24	
2	44.8	20.736				16					
			5.52	71.06	2842.24		630.4	40	378.24	4015.87	
1	44.8	20.736				16					
			5.52	69.07	2911.31		646.4	40	387.84	4114.12	180x180
0	44.8	20.736				16					

4.3.1.4 Cuadro de secciones seleccionadas en el caso de las columnas internas.

A continuación se muestra el pre-diseño de la columna exterior.

#### Columna exterior

Área cooperante

32 m2 CM 350 kg/cm2

PP vigas principales CV 200 kg/cm2

15.55 T

PP COLS SUPERIOR

5.52 T

4.3.1.5 Cuadro de datos iniciales para el pre-diseño de la columna externa.

NIVEL	CM LOSA	CM VIGAS	PP COLS SUP	CM SOBRECOL	CM SOBRE COL ACUM	CV LOSA	CV ACUM	% REDUC CV ACUM	CV TOTAL COL	1.2CM+1.6CV	Col. exterior
Terraza	22.4	15.55				3.2					
			0	43.47	43.47		3.2	0	3.2	57.29	
40	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	86.94		11.2	10	10.08	120.46	
39	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	130.42		19.2	20	15.36	181.08	
38	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	173.89		27.2	30	19.04	239.13	
37	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	217.36		35.2	40	21.12	294.62	
36	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	260.83		43.2	40	25.92	354.47	
35	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	304.30		51.2	40	30.72	414.32	
34	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	347.78		59.2	40	35.52	474.16	
33	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	391.25		67.2	40	40.32	534.01	100x100
32	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	434.72		75.2	40	45.12	593.86	
31	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	478.19		83.2	40	49.92	653.70	
30	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	521.66		91.2	40	54.72	713.55	
29	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	565.14		99.2	40	59.52	773.40	
28	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	608.61		107.2	40	64.32	833.24	
27	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	652.08		115.2	40	69.12	893.09	
26	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	695.55		123.2	40	73.92	952.93	
25	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	739.02		131.2	40	78.72	1012.78	120x120
24	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	782.50		139.2	40	83.52	1072.63	

23	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	825.97		147.2	40	88.32	1132.47	
22	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	869.44		155.2	40	93.12	1192.32	
21	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	912.91		163.2	40	97.92	1252.17	
20	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	956.38		171.2	40	102.72	1312.01	
19	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	999.86		179.2	40	107.52	1371.86	
18	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1043.33		187.2	40	112.32	1431.71	
17	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1086.80		195.2	40	117.12	1491.55	130x130
16	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1130.27		203.2	40	121.92	1551.40	
15	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1173.74		211.2	40	126.72	1611.24	
14	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1217.22		219.2	40	131.52	1671.09	
13	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1260.69		227.2	40	136.32	1730.94	
12	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1304.16		235.2	40	141.12	1790.78	
11	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1347.63		243.2	40	145.92	1850.63	
10	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1391.10		251.2	40	150.72	1910.48	
9	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1434.58		259.2	40	155.52	1970.32	150x150
8	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1478.05		267.2	40	160.32	2030.17	
7	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1521.52		275.2	40	165.12	2090.02	
6	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1564.99		283.2	40	169.92	2149.86	
5	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1608.46		291.2	40	174.72	2209.71	

4	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1651.94		299.2	40	179.52	2269.56	
3	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1695.41		307.2	40	184.32	2329.40	
2	22.4	15.55				8					
			5.52	43.47	1738.88		315.2	40	189.12	2389.25	
1	22.4	15.55				8					
			5.52	69.07	1807.95		323.2	40	193.92	2479.81	160x160
0	22.4	15.55				8					

4.3.1.6 Cuadro de secciones seleccionadas en el caso de las columnas externas.

Se realizó la corrección debida por las cargas sísmicas y que se muestran los valores a continuación.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	61581.7059	1231634	-1231634	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-3601.6203	0	0	0	-304092	72032.4067
SISMO Y	0	-3601.6203	0	304092.125	0	-72032.4067
SISMO X NEG	-3601.6203	0	0	0	-304092	72032.4067
SISMO Y NEG	0	-3601.6203	0	304092.125	0	-72032.4067
DINAMICO X Max	5303.1676	0.0019	0	0.0071	372603.8822	106063.3569
DINAMICO Y Max	0.0023	5303.227	0	372602.3368	0.009	106064.5336

4.3.1.7 Cuadro de valores del Peso propio y Carga Muerta en el modelo.

$$W = 61581.706 + 22400 = 83981.706 \text{ Tonf}$$

$$V = 0.0415 * 83981.706 = 3485.24 \text{ Tonf}$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	61581.7059	1231634	-1231634	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-3601.6203	0	0	0	-304092	72032.4067
SISMO Y	0	-3601.6203	0	304092.125	0	-72032.4067
SISMO X NEG	-3601.6203	0	0	0	-304092	72032.4067
SISMO Y NEG	0	-3601.6203	0	304092.125	0	-72032.4067
DINAMICO X Max	5303.1676	0.0019	0	0.0071	372603.8822	106063.3569
DINAMICO Y Max	0.0023	5303.227	0	372602.3368	0.009	106064.5336

4.3.1.8 Cuadro de valores de las reacciones por las cargas de sismo tanto en X como en Y.

$$fc1 = \frac{3601.62}{3485.24} = 1.033$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	61581.7059	1231634	-1231634	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-3720.4738	0	0	0	-314127	74409.4762
SISMO Y	0	-3720.4738	0	314127.1651	0	-74409.4762
SISMO X NEG	-3720.4738	0	0	0	-314127	74409.4762
SISMO Y NEG	0	-3720.4738	0	314127.1651	0	-74409.4762
DINAMICO X Max	1870.6055	0.0007	0	0.0025	131429.9148	37412.1114
DINAMICO Y Max	0.0008	1870.6264	0	131429.3697	0.0032	37412.5265

4.3.1.9 Cuadro de valores de las reacciones por las cargas de Sismo y Dinámico tanto en X y Y.

$$fc2 = \frac{3720.4738}{1870.6264} = 1.989$$

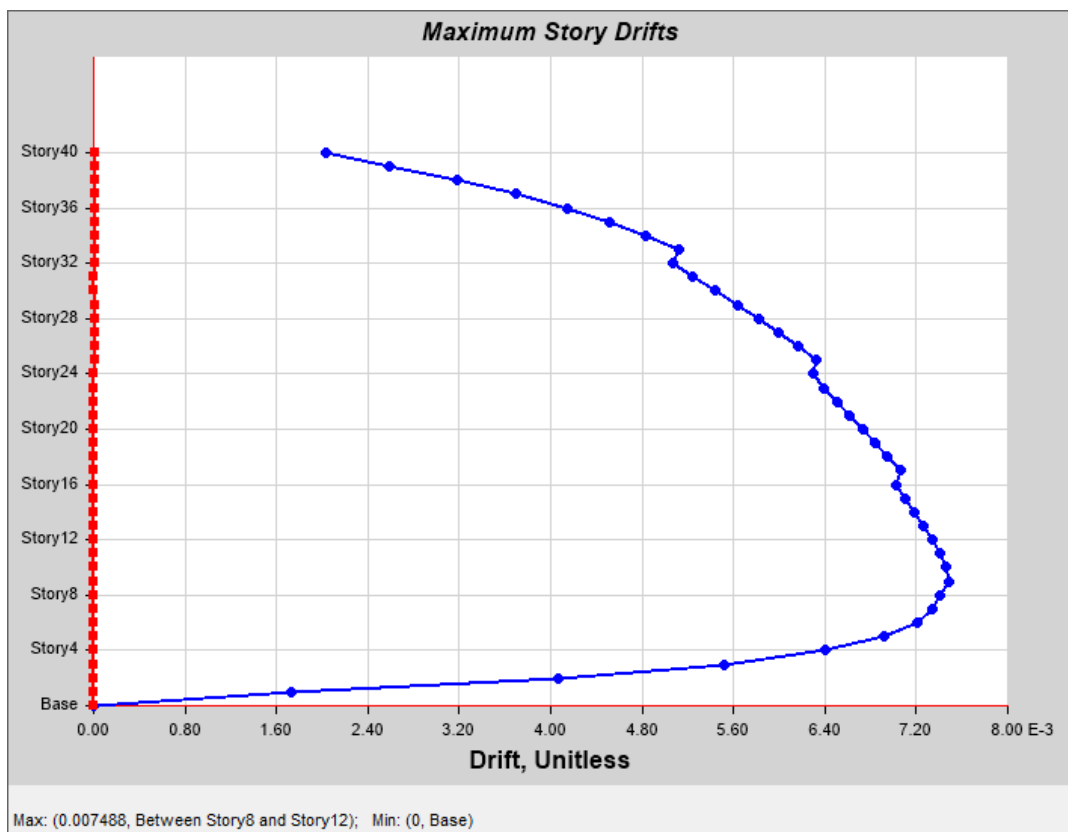
En el siguiente cuadro se presenta los datos resultantes de la participación modal.

TABLA: Participación Modal proporcional a las masas														
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	6.389	0	0.745	0	0	0.7452	0	0.257	0	0	0.2573	0	0
Modal	2	6.389	0.745	0	0	0.7452	0.7452	0	0	0.257	0	0.2573	0.2573	0
Modal	3	5.378	0	0	0	0.7452	0.7452	0	0	0	0.758	0.2573	0.2573	0.7582
Modal	4	2.165	0	0.112	0	0.7452	0.857	0	0.417	0	0	0.6746	0.2573	0.7582
Modal	5	2.165	0.112	0	0	0.857	0.857	0	0	0.417	0	0.6746	0.6746	0.7582
Modal	6	1.858	0	0	0	0.857	0.857	0	0	0	0.102	0.6746	0.6746	0.8602
Modal	7	1.237	0	0.039	0	0.857	0.8962	0	0.06	0	0	0.7343	0.6746	0.8602
Modal	8	1.237	0.039	0	0	0.8962	0.8962	0	0	0.06	0	0.7343	0.7343	0.8602
Modal	9	1.096	0	0	0	0.8962	0.8962	0	0	0	0.038	0.7343	0.7343	0.8985
Modal	10	0.853	0	0.022	0	0.8962	0.9177	0	0.062	0	0	0.7961	0.7343	0.8985
Modal	11	0.853	0.022	0	0	0.9177	0.9177	0	0	0.062	0	0.7961	0.7961	0.8985
Modal	12	0.762	0	0	0	0.9177	0.9177	0	0	0	0.021	0.7961	0.7961	0.9197
Modal	13	0.636	0	0.014	0	0.9177	0.9315	0	0.028	0	0	0.8236	0.7961	0.9197
Modal	14	0.636	0.014	0	0	0.9315	0.9315	0	0	0.028	0	0.8236	0.8236	0.9197
Modal	15	0.572	0	0	0	0.9315	0.9315	0	0	0	0.014	0.8236	0.8236	0.9336
Modal	16	0.498	0	0.01	0	0.9315	0.9418	0	0.028	0	0	0.8514	0.8236	0.9336
Modal	17	0.498	0.01	0	0	0.9418	0.9418	0	0	0.028	0	0.8514	0.8514	0.9336
Modal	18	0.45	0	0	0	0.9418	0.9418	0	0	0	0.01	0.8514	0.8514	0.9435
Modal	19	0.405	0	0.008	0	0.9418	0.9498	0	0.018	0	0	0.869	0.8514	0.9435
Modal	20	0.404	0.008	0	0	0.9498	0.9498	0	0	0.018	0	0.869	0.869	0.9435
Modal	21	0.367	0	0	0	0.9498	0.9498	0	0	0	0.008	0.869	0.869	0.9512
Modal	22	0.336	0	0.006	0	0.9498	0.956	0	0.017	0	0	0.8856	0.869	0.9512
Modal	23	0.335	0.006	0	0	0.956	0.956	0	0	0.017	0	0.8856	0.8856	0.9512
Modal	24	0.305	0	0	0	0.956	0.956	0	0	0	0.006	0.8856	0.8856	0.9572
Modal	25	0.283	0	0.005	0	0.956	0.961	0	0.012	0	0	0.8973	0.8856	0.9572
Modal	26	0.283	0.005	0	0	0.9611	0.961	0	0	0.012	0	0.8973	0.8974	0.9572
Modal	27	0.258	0	0	0	0.9611	0.961	0	0	0	0.005	0.8973	0.8974	0.9622
Modal	28	0.243	0	0.004	0	0.9611	0.9654	0	0.012	0	0	0.909	0.8974	0.9622
Modal	29	0.242	0.004	0	0	0.9654	0.9654	0	0	0.012	0	0.909	0.909	0.9622
Modal	30	0.221	0	0	0	0.9654	0.9654	0	0	0	0.004	0.909	0.909	0.9664
Modal	31	0.21	0	0.003	0	0.9654	0.9687	0	0.008	0	0	0.917	0.909	0.9664
Modal	32	0.209	0.003	0	0	0.9687	0.9687	0	0	0.008	0	0.917	0.917	0.9664

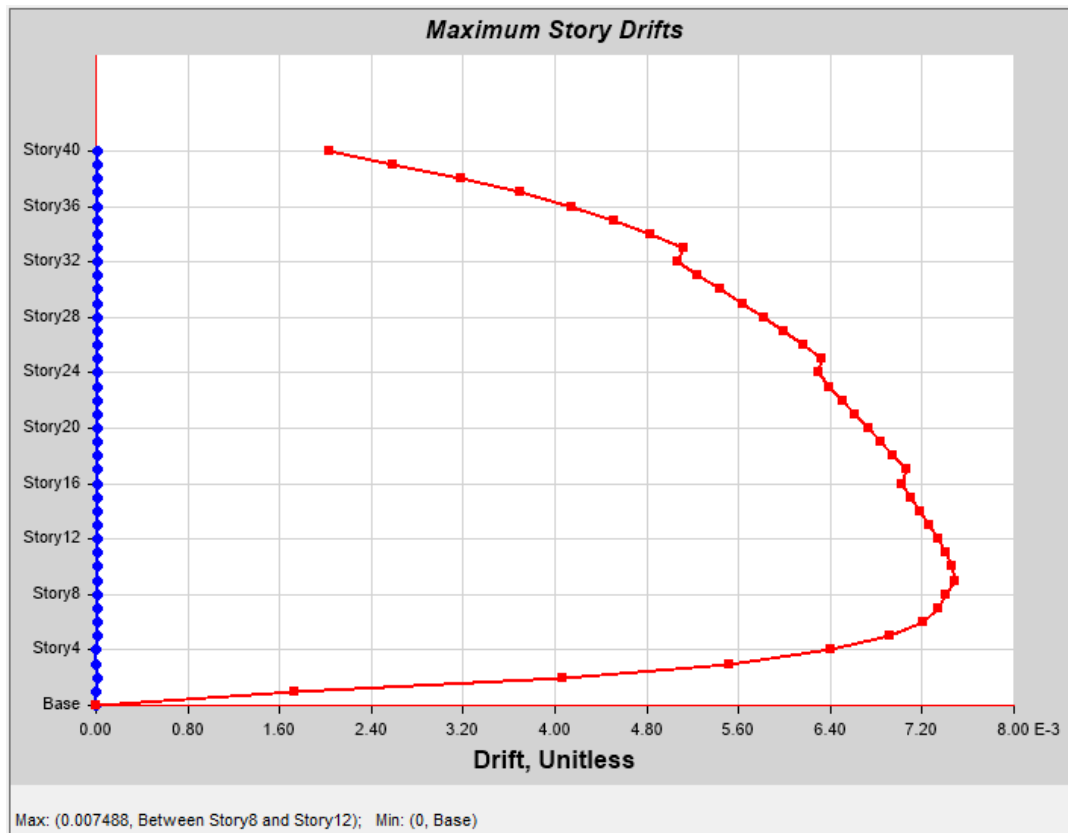
Modal	33	0.192	0	0	0	0.9687	0.9687	0	0	0	0.003	0.917	0.917	0.9697
Modal	34	0.183	0	0.003	0	0.9687	0.9718	0	0.008	0	0	0.9252	0.917	0.9697
Modal	35	0.182	0.003	0	0	0.9718	0.9718	0	0	0.008	0	0.9252	0.9252	0.9697
Modal	36	0.168	0	0	0	0.9718	0.9718	0	0	0	0.003	0.9252	0.9252	0.9728
Modal	37	0.163	0	0	0	0.9718	0.9718	0	0	0	0	0.9252	0.9252	0.9728
Modal	38	0.162	0	0.003	0	0.9718	0.9747	0	0.007	0	0	0.9324	0.9252	0.9728
Modal	39	0.161	0.003	0	0	0.9747	0.9747	0	0	0.007	0	0.9324	0.9325	0.9728
Modal	40	0.159	0	0	0	0.9747	0.9747	0	0	0	0	0.9324	0.9325	0.9728

4.3.1.10 Cuadro de valores de los resultados de la participación modal.

A continuación se muestran los gráficos y análisis de derivas y esfuerzos referentes a las cargas de Sismo, Dinámico X, Dinámico Y y las cargas de Viento.



4.3.1.11 Gráfico de las derivas de piso respecto de la carga Dinámico X.



4.3.1.12 Gráfico de las derivas de piso respecto a la carga Dinámico Y.





4.3.1.13 Gráfico de derivas de acuerdo a la carga de Viento.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM X-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.00203	0.00914
Story39	124.8	Top	0.00259	0.01167
Story38	121.6	Top	0.00318	0.01431
Story37	118.4	Top	0.00370	0.01665
Story36	115.2	Top	0.00414	0.01862
Story35	112	Top	0.00451	0.02029
Story34	108.8	Top	0.00483	0.02174
Story33	105.6	Top	0.00513	0.02308
Story32	102.4	Top	0.00507	0.02281
Story31	99.2	Top	0.00525	0.02361
Story30	96	Top	0.00544	0.02448

Story29	92.8	Top	0.00563	0.02536
Story28	89.6	Top	0.00582	0.02619
Story27	86.4	Top	0.00599	0.02697
Story26	83.2	Top	0.00616	0.02772
Story25	80	Top	0.00633	0.02848
Story24	76.8	Top	0.00630	0.02833
Story23	73.6	Top	0.00639	0.02876
Story22	70.4	Top	0.00650	0.02927
Story21	67.2	Top	0.00662	0.02978
Story20	64	Top	0.00673	0.03027
Story19	60.8	Top	0.00683	0.03076
Story18	57.6	Top	0.00694	0.03124
Story17	54.4	Top	0.00706	0.03179
Story16	51.2	Top	0.00703	0.03161
Story15	48	Top	0.00710	0.03195
Story14	44.8	Top	0.00718	0.03232
Story13	41.6	Top	0.00726	0.03269
Story12	38.4	Top	0.00734	0.03303
Story11	35.2	Top	0.00741	0.03333
Story10	32	Top	0.00746	0.03356
Story9	28.8	Top	0.00749	0.03370
Story8	25.6	Top	0.00741	0.03334
Story7	22.4	Top	0.00735	0.03305
Story6	19.2	Top	0.00720	0.03241
Story5	16	Top	0.00692	0.03114
Story4	12.8	Top	0.00640	0.02881
Story3	9.6	Top	0.00552	0.02482
Story2	6.4	Top	0.00407	0.01831
Story1	3.2	Top	0.00173	0.00779
Base	0	Top	0.00000	0.00000

4.3.1.14 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico X.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	Y-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM Y-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.00203	0.00913
Story39	124.8	Top	0.00259	0.01166
Story38	121.6	Top	0.00318	0.01431
Story37	118.4	Top	0.00370	0.01665
Story36	115.2	Top	0.00414	0.01862
Story35	112	Top	0.00451	0.02029
Story34	108.8	Top	0.00483	0.02174
Story33	105.6	Top	0.00513	0.02307
Story32	102.4	Top	0.00507	0.02281
Story31	99.2	Top	0.00525	0.02361
Story30	96	Top	0.00544	0.02448
Story29	92.8	Top	0.00563	0.02536
Story28	89.6	Top	0.00582	0.02619
Story27	86.4	Top	0.00599	0.02697
Story26	83.2	Top	0.00616	0.02772
Story25	80	Top	0.00633	0.02847
Story24	76.8	Top	0.00630	0.02833
Story23	73.6	Top	0.00639	0.02876
Story22	70.4	Top	0.00650	0.02927
Story21	67.2	Top	0.00662	0.02978
Story20	64	Top	0.00673	0.03027
Story19	60.8	Top	0.00683	0.03076
Story18	57.6	Top	0.00694	0.03124
Story17	54.4	Top	0.00706	0.03179
Story16	51.2	Top	0.00703	0.03161
Story15	48	Top	0.00710	0.03195
Story14	44.8	Top	0.00718	0.03232
Story13	41.6	Top	0.00726	0.03269
Story12	38.4	Top	0.00734	0.03303
Story11	35.2	Top	0.00741	0.03333
Story10	32	Top	0.00746	0.03356
Story9	28.8	Top	0.00749	0.03370
Story8	25.6	Top	0.00741	0.03334
Story7	22.4	Top	0.00735	0.03305
Story6	19.2	Top	0.00720	0.03241

Story5	16	Top	0.00692	0.03114
Story4	12.8	Top	0.00640	0.02881
Story3	9.6	Top	0.00552	0.02482
Story2	6.4	Top	0.00407	0.01831
Story1	3.2	Top	0.00173	0.00779
Base	0	Top	0.00000	0.00000

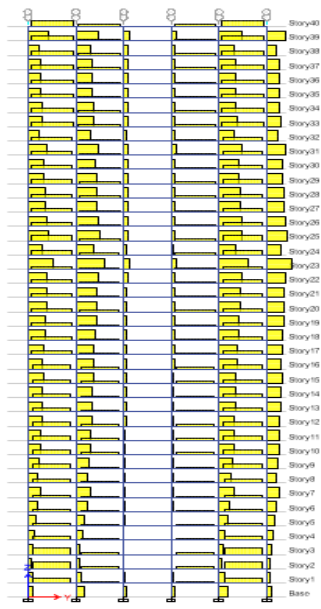
4.3.1.15 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico Y.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM X-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.000131413	0.0005914
Story39	124.8	Top	0.000151206	0.0006804
Story38	121.6	Top	0.000176365	0.0007936
Story37	118.4	Top	0.00020275	0.0009124
Story36	115.2	Top	0.000229402	0.0010323
Story35	112	Top	0.000256114	0.0011525
Story34	108.8	Top	0.000283406	0.0012753
Story33	105.6	Top	0.000312633	0.0014068
Story32	102.4	Top	0.000321147	0.0014452
Story31	99.2	Top	0.000341033	0.0015346
Story30	96	Top	0.000363139	0.0016341
Story29	92.8	Top	0.000385823	0.0017362
Story28	89.6	Top	0.000408575	0.0018386
Story27	86.4	Top	0.000431427	0.0019414
Story26	83.2	Top	0.000454755	0.0020464
Story25	80	Top	0.000479773	0.0021590
Story24	76.8	Top	0.000488705	0.0021992
Story23	73.6	Top	0.000506166	0.0022777
Story22	70.4	Top	0.000525335	0.0023640
Story21	67.2	Top	0.000544827	0.0024517
Story20	64	Top	0.00056441	0.0025398
Story19	60.8	Top	0.000583971	0.0026279
Story18	57.6	Top	0.000603985	0.0027179
Story17	54.4	Top	0.000625808	0.0028161
Story16	51.2	Top	0.00063094	0.0028392
Story15	48	Top	0.000644982	0.0029024

Story14	44.8	Top	0.000660028	0.0029701
Story13	41.6	Top	0.000674988	0.0030374
Story12	38.4	Top	0.000689394	0.0031023
Story11	35.2	Top	0.000702654	0.0031619
Story10	32	Top	0.000714039	0.0032132
Story9	28.8	Top	0.000722733	0.0032523
Story8	25.6	Top	0.000718529	0.0032334
Story7	22.4	Top	0.000714403	0.0032148
Story6	19.2	Top	0.000701571	0.0031571
Story5	16	Top	0.000673967	0.0030329
Story4	12.8	Top	0.000623645	0.0028064
Story3	9.6	Top	0.000537671	0.0024195
Story2	6.4	Top	0.000397409	0.0017883
Story1	3.2	Top	0.000170304	0.0007664
Base	0	Top	0	0.0000000

4.3.1.16 Cuadro de valores de derivas máx. referente a la carga de Viento.

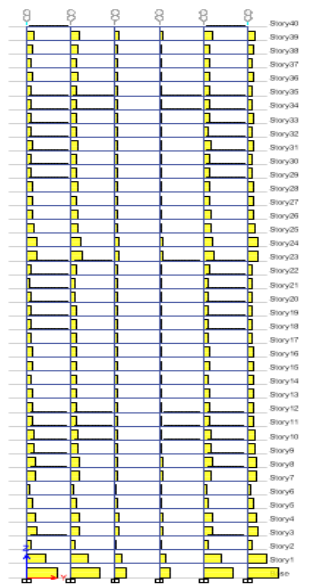
Más adelante se presentan los gráficos de los esfuerzos referentes a las cargas sísmicas y de viento. Primero se presentan los gráficos de la carga Dinámico X.



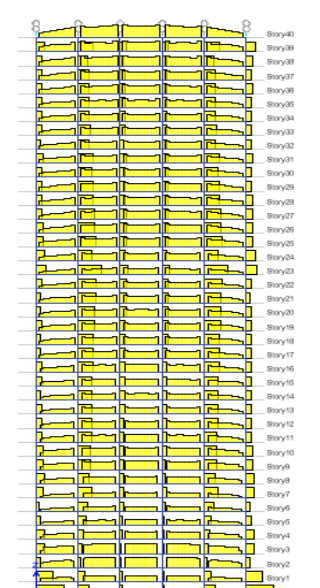
4.3.1.17 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 0.14 tonf).



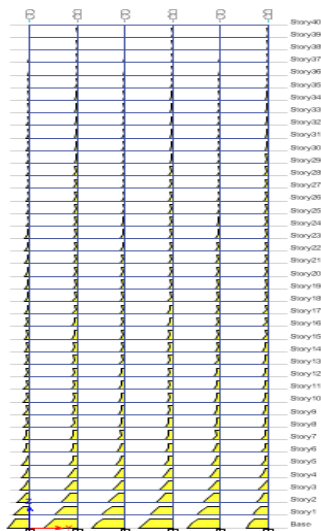
4.3.1.19 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 0.19 tonf).



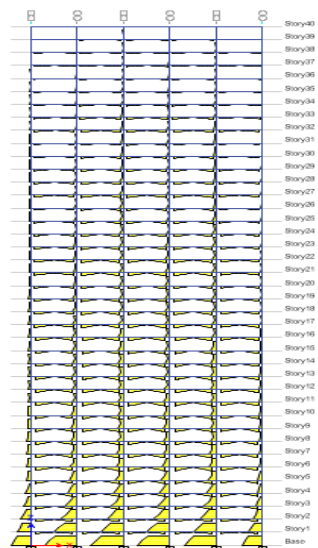
4.3.1.18 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 0.52 tonf).



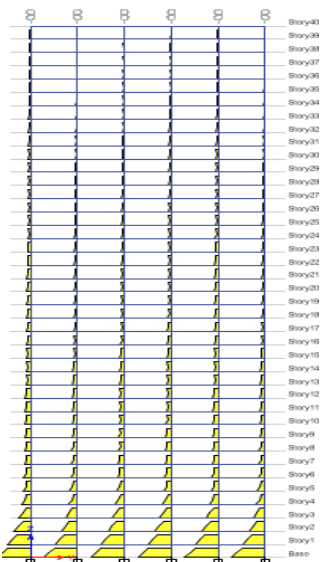
4.3.1.20 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 0.49 tonf).



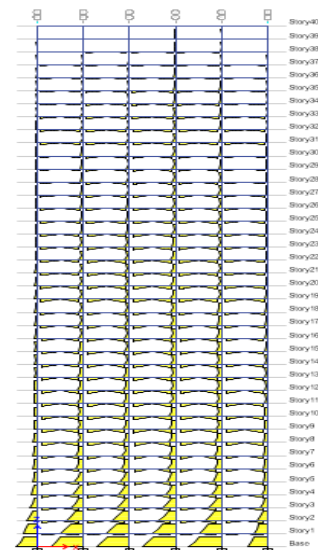
4.3.1.21 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 924.27  
tonf.m).



4.3.1.23 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 919.80  
tonf.m).

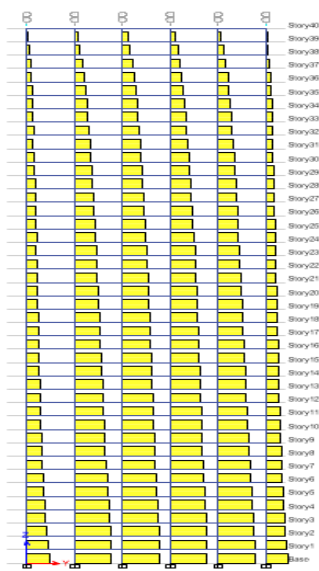


4.3.1.22 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 584.10  
tonf.m).

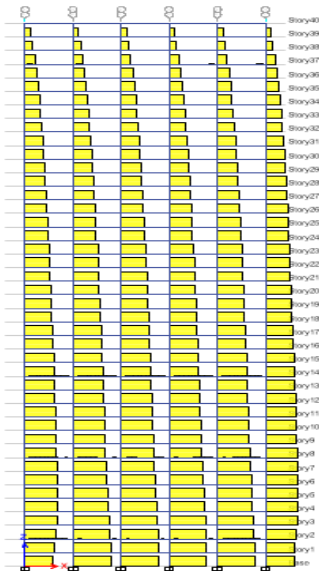


4.3.1.24 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 924.27  
tonf.m).

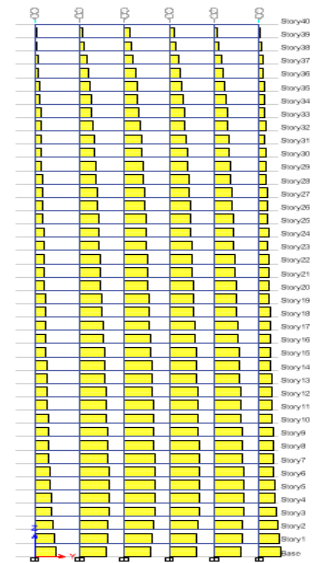
Gráficos de la carga Dinámico Y.



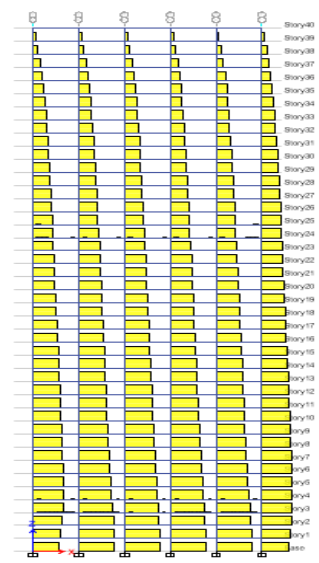
4.3.1.25 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 126.67 tonf).



4.3.1.27 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 127.66 tonf).

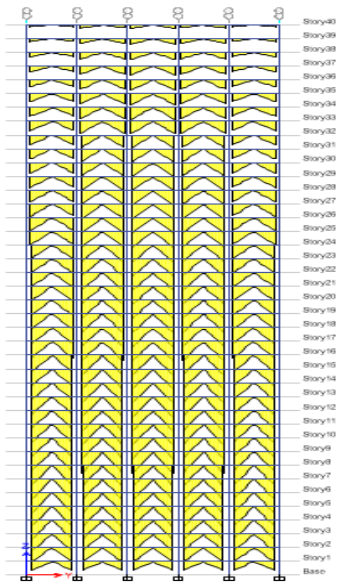


4.3.1.26 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 110.57 tonf).

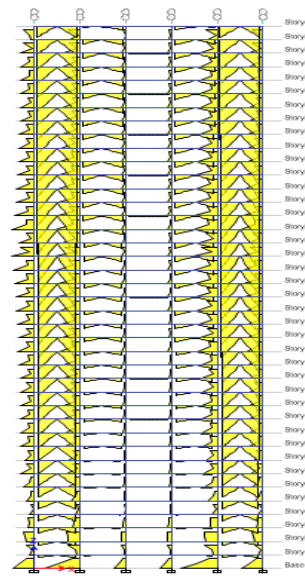


4.3.1.28 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 126.59 tonf).

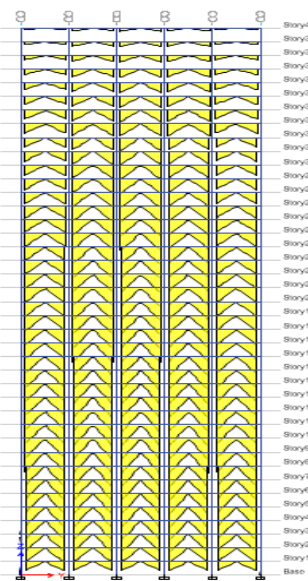




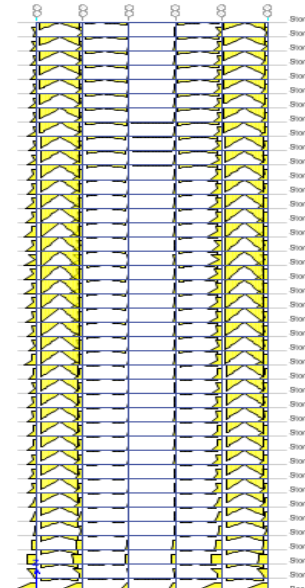
4.3.1.29 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 136.5 tonf.m).



4.3.1.31 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 0.25 tonf.m).



4.3.1.30 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 136.8 tonf.m).

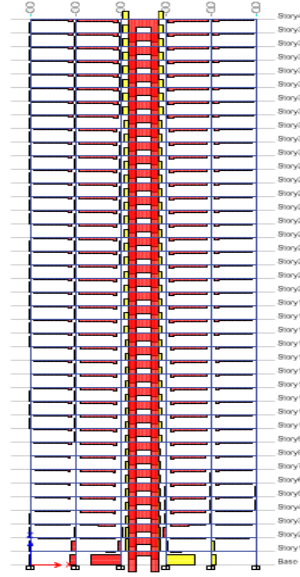


4.3.1.32 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 1.04 tonf.m).

## Gráficos de las cargas de viento.



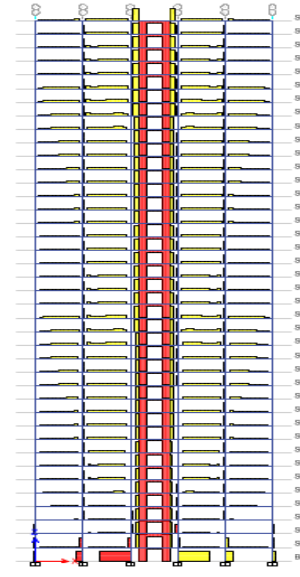
4.3.1.33 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 0.512 tonf).



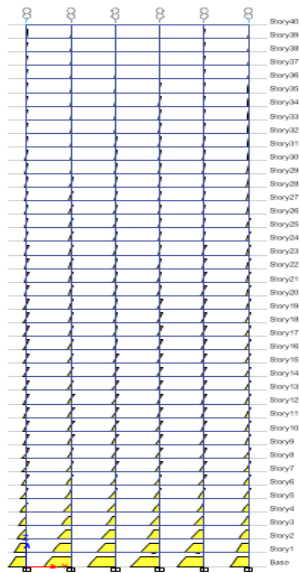
4.3.1.35 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 0.620 tonf).



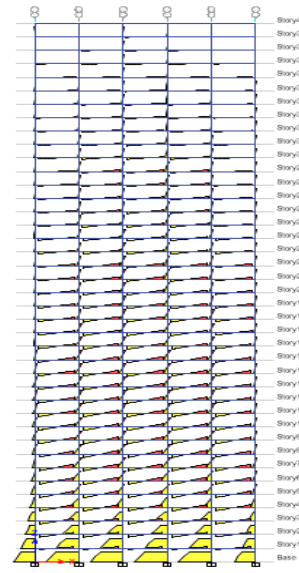
4.3.1.34 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 0.045 tonf).



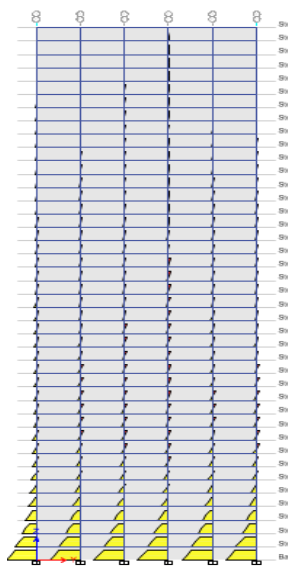
4.3.1.36 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 0.488 tonf).



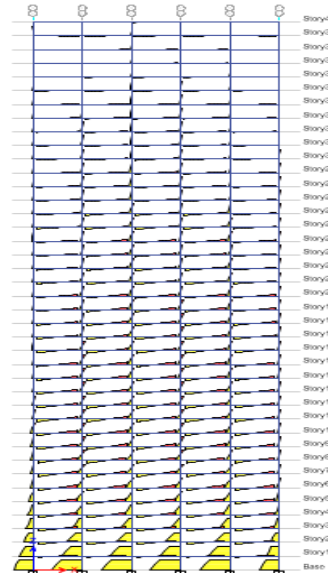
4.3.1.37 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 92.97 tonf.m).



4.3.1.39 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 89.83 tonf.m).



4.3.1.38 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 56.496  
tonf.m).



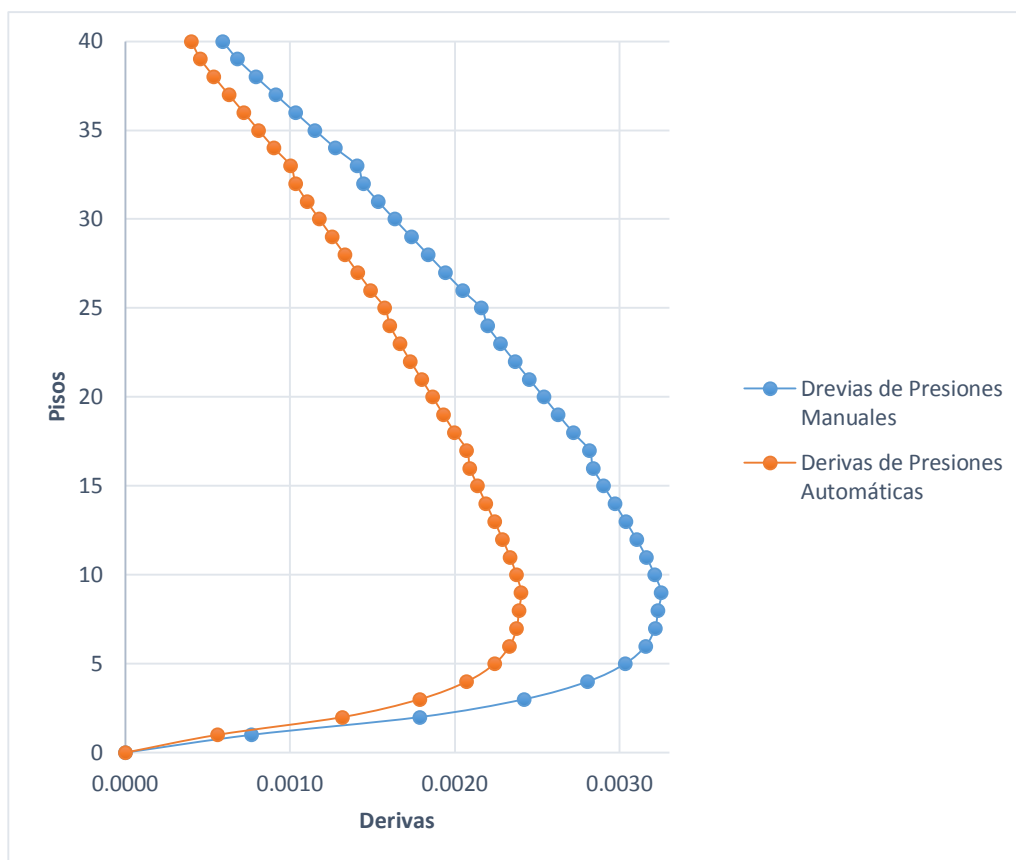
4.3.1.40 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 89.8 tonf.m).

Se presenta el resumen de los esfuerzos mostrados anteriormente y que son máximos en cada caso.

Se puede observar que al igual que el modelo de pórticos especiales a momento de acero, los esfuerzos mayores se producen por las cargas sísmicas.

CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	0.14	924.27	126.27	136.45	0.51	92.97
EJE F	0.52	584.10	110.57	136.79	0.05	56.49
EJE 3	0.19	919.80	127.66	0.25	0.62	89.83
EJE 5	0.49	924.27	126.59	1.04	0.48	83.81

4.3.1.41 Cuadro de resumen de los esfuerzos máximos.



4.3.1.42 Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento.

## 4.4 Modelo de Pórticos de Acero con Diagonales Excéntricas

En este modelo se utilizaron las mismas secciones que el en modelo de pórticos especiales resistentes a momentos excepto por las secciones de las diagonales que se muestran a detalle a continuación:

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
  - Property Name: DIAGONALES 400X400X20X20
  - Material: ACEROA36
  - Display Color: Cyan
  - Notes: (empty)
- Shape:**
  - Section Shape: Steel Tube
- Section Property Source:**
  - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
  - Total Depth: 0.4 m
  - Total Width: 0.4 m
  - Flange Thickness: 0.02 m
  - Web Thickness: 0.02 m
  - Corner Radius: 0 m
- Property Modifiers:**
  - Modify/Show Modifiers... (button)
  - Currently Default

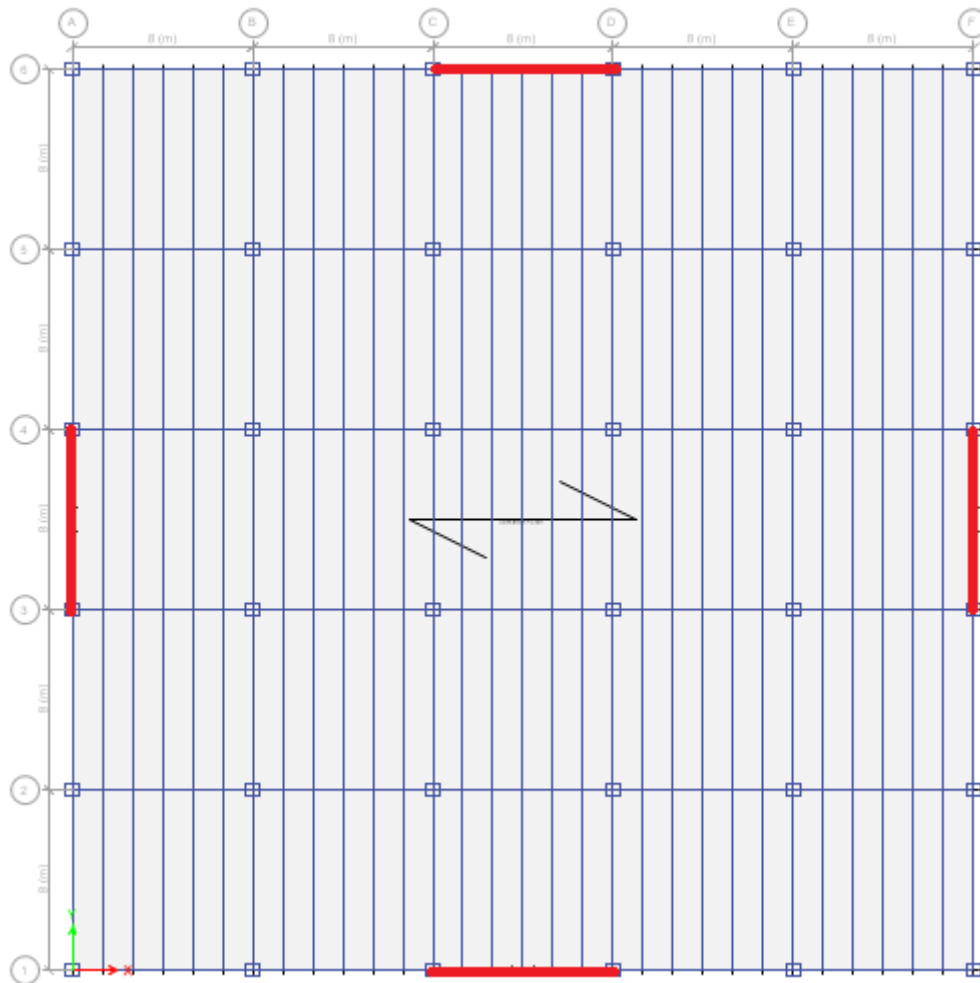
Buttons at the bottom: Show Section Properties..., OK, Cancel.

Diagram on the right: A square cross-section of a steel tube with a coordinate system (2, 3) indicating the orientation of the diagonal.

4.4.1.1 Gráfico de definición de las secciones de diagonales para el modelo.

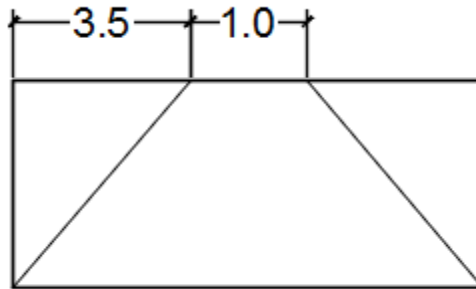
Se puede observar que se utiliza el mismo tipo de Acero A36 que se detalla anteriormente en el modelo de Pórticos Especiales Resistentes a Momento.

Las diagonales van a ser colocadas en los extremos del edificio como se muestra en el gráfico siguiente.



4.4.1.2 Vista en planta del edificio donde se muestra la posición de las diagonales excéntricas.

Se presenta un esquema más a detalle de cómo se modeló las diagonales excéntricas y que dimensiones tienen las partes correspondientes.



4.4.1.3 Gráfico de detalle de colocación de las diagonales excéntricas en los pórticos de acero.

Se muestra también la configuración de las cargas sísmicas con su respectivo valor del coeficiente de corte y a continuación de este se muestra las correcciones correspondientes a las mismas cargas.

4.4.1.4 Gráfico de configuración de las cargas de Sismo con su coeficiente C.



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22492.1037	449179.3575	-449784	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-2666.3618	0	0	-1.147E-06	-230102	53288.4998
SISMO Y	0	-2666.3617	0	230101.5399	7.542E-07	-53321.2093
SISMO X NEG	-2666.3618	0	0	-1.147E-06	-230102	53288.4998
SISMO Y NEG	0	-2666.3617	0	230101.5399	7.542E-07	-53321.2093
DINAMICO X Max	2710.5784	14.0991	0	1089.5763	190176.0279	51260.9191
DINAMICO Y Max	14.0991	2970.765	0	196170.1565	1071.5963	59564.4174

4.4.1.5 Cuadro de valores de reacciones por Peso propio y Carga muerta.

$$W = 22492.1037 + 22400 = 44892.1037 \text{ Tonf}$$

$$V = 0.0553 * 44892.1037 = 2482.533 \text{ Tonf}$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22492.1037	449179.3575	-449784	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-2666.3618	0	0	-1.147E-06	-230102	53288.4998
SISMO Y	0	-2666.3617	0	230101.5399	7.542E-07	-53321.2093
SISMO X NEG	-2666.3618	0	0	-1.147E-06	-230102	53288.4998
SISMO Y NEG	0	-2666.3617	0	230101.5399	7.542E-07	-53321.2093
DINAMICO X Max	2710.5784	14.0991	0	1089.5763	190176.0279	51260.9191
DINAMICO Y Max	14.0991	2970.765	0	196170.1565	1071.5963	59564.4174

4.4.1.6 Cuadro de valores de reacciones por Sismo en X y Sismo en Y.

$$fc1 = \frac{2482.533}{2666.3617} = 0.931$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	22492.1037	449179.3575	-449784	0
CVIVA	0	0	12800	256000	-256000	0
CMUERTA	0	0	22400	448000	-448000	0
SISMO X	-2482.3828	0	0	-1.067E-06	-214225	49611.5933
SISMO Y	0	-2482.3828	0	214224.5337	7.024E-07	-49642.0459
SISMO X NEG	-2482.3828	0	0	-1.067E-06	-214225	49611.5933
SISMO Y NEG	0	-2482.3828	0	214224.5337	7.024E-07	-49642.0459
DINAMICO X Max	765.5509	3.982	0	307.7299	53711.5726	14477.6637
DINAMICO Y Max	3.982	839.0356	0	55404.4993	302.6518	16822.8276

4.4.1.7 Cuadro de valores de reacciones por Sismo en X, Sismo en Y y los casos de carga Dinámico X y Y para corrección.

$$fc1 = \frac{2482.3828}{802.2933} = 3.094$$

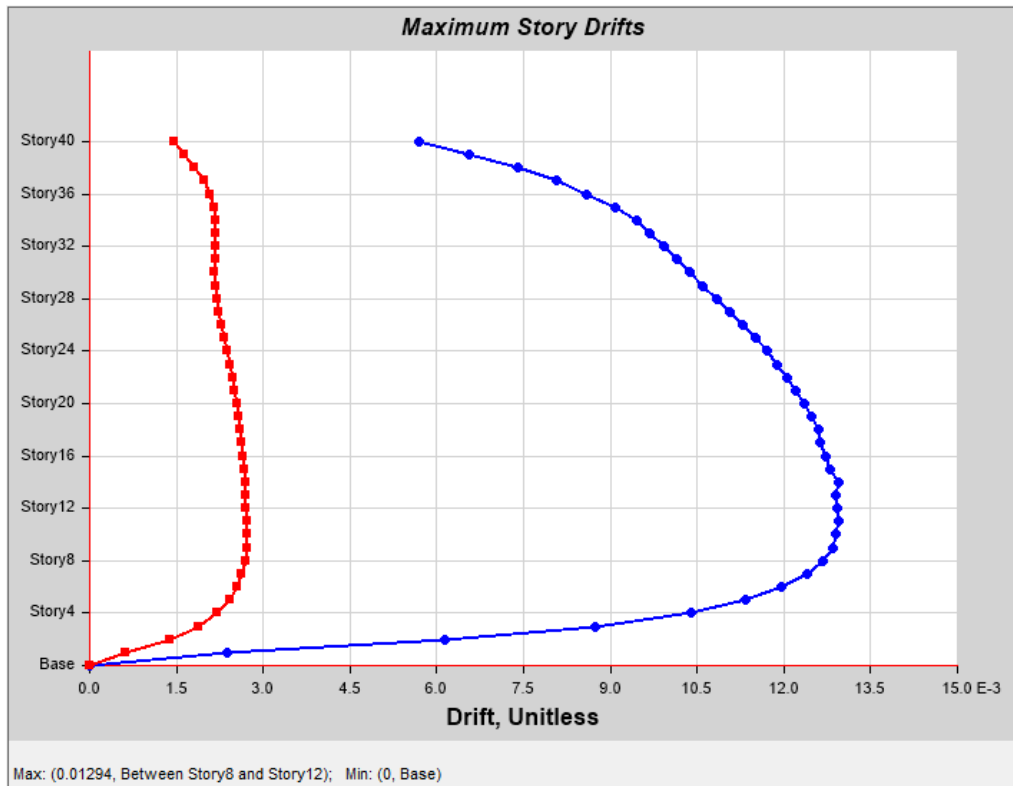
Después de haber realizado la corrección tanto por carga estática y dinámica de sismo se muestran los gráficos de esfuerzos de corte y momento en la estructura.

A continuación se muestra la tabla de la participación modal en la estructura con sus cuarenta (40) modos, uno por cada piso, donde se puede observar el periodo obtenido en cada modo.

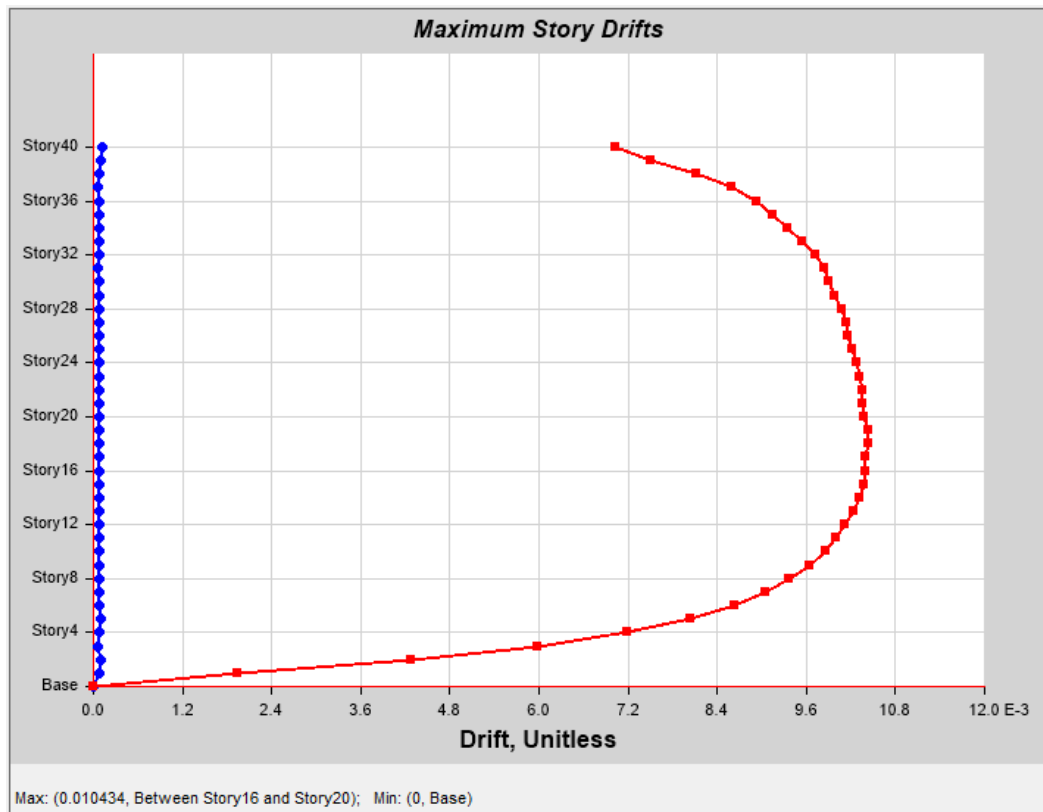
TABLA: Participación Modal proporcional a las masas														
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	7.475	0.7209	0.0003	0	0.7209	0.0003	0	0.0001	0.2451	0.0242	0.0001	0.2451	0.0242
Modal	2	7.338	0.0003	0.718	0	0.7213	0.7183	0	0.2807	0.0001	7.23E-06	0.2809	0.2452	0.0242
Modal	3	5.081	0.0194	7.78E-07	0	0.7407	0.7183	0	0	0.0124	0.697	0.2809	0.2576	0.7212
Modal	4	2.437	0.1107	3.08E-06	0	0.8514	0.7183	0	6.93E-06	0.3776	0.0017	0.2809	0.6352	0.7229
Modal	5	2.213	2.29E-06	0.1338	0	0.8514	0.8521	0	0.3578	1.03E-05	1.79E-06	0.6387	0.6352	0.7229
Modal	6	1.57	0.0032	6.43E-07	0	0.8546	0.8521	0	2.39E-06	0.0062	0.1361	0.6387	0.6415	0.859
Modal	7	1.363	0.0425	5.06E-07	0	0.8971	0.8521	0	1.32E-06	0.0762	0.0001	0.6387	0.7177	0.8591
Modal	8	1.176	5.45E-07	0.0479	0	0.8971	0.9	0	0.091	7.08E-07	1.18E-06	0.7297	0.7177	0.8591
Modal	9	0.925	0.0195	0	0	0.9166	0.9	0	0	0.0569	0.0021	0.7297	0.7745	0.8612

Modal	10	0.83	0.0039	2.37E-06	0	0.9206	0.9	0	4.41E-06	0.0087	0.0466	0.7297	0.7832	0.9078
Modal	11	0.779	0	0.0233	0	0.9206	0.9233	0	0.0615	0	2.63E-06	0.7912	0.7832	0.9078
Modal	12	0.682	0.0122	0	0	0.9328	0.9233	0	0	0.0282	0.001	0.7912	0.8114	0.9088
Modal	13	0.577	0	0.0135	0	0.9328	0.9369	0	0.0319	0	0	0.823	0.8114	0.9088
Modal	14	0.551	0.001	0	0	0.9337	0.9369	0	8.40E-07	0.0026	0.0225	0.823	0.8139	0.9314
Modal	15	0.533	0.0094	0	0	0.9432	0.9369	0	0	0.0266	0.0001	0.823	0.8405	0.9315
Modal	16	0.457	0	0.0093	0	0.9432	0.9462	0	0.0254	0	0	0.8484	0.8405	0.9315
Modal	17	0.43	0.0062	0	0	0.9493	0.9462	0	0	0.0154	0.0009	0.8484	0.8559	0.9324
Modal	18	0.408	0.0014	8.06E-07	0	0.9507	0.9462	0	2.41E-06	0.0035	0.012	0.8484	0.8594	0.9445
Modal	19	0.374	0	0.0067	0	0.9507	0.9529	0	0.0171	0	1.63E-06	0.8655	0.8594	0.9445
Modal	20	0.355	0.0048	0	0	0.9555	0.9529	0	0	0.0136	0.0007	0.8655	0.8729	0.9452
Modal	21	0.324	0.001	7.06E-06	0	0.9565	0.9529	0	2.01E-05	0.0028	0.0078	0.8655	0.8758	0.9529
Modal	22	0.315	2.99E-06	0.0052	0	0.9565	0.958	0	0.0144	8.07E-06	9.56E-06	0.8798	0.8758	0.953
Modal	23	0.298	0.0043	5.72E-07	0	0.9608	0.958	0	1.55E-06	0.0112	0.0007	0.8798	0.887	0.9537
Modal	24	0.271	0	0.0045	0	0.9608	0.9625	0	0.0119	0	3.38E-06	0.8917	0.887	0.9537
Modal	25	0.267	0.0008	1.57E-06	0	0.9616	0.9625	0	3.91E-06	0.0022	0.0056	0.8917	0.8892	0.9592
Modal	26	0.254	0.0033	0	0	0.9649	0.9625	0	0	0.0094	0.0007	0.8917	0.8986	0.9599
Modal	27	0.236	0	0.0036	0	0.9649	0.9661	0	0.0102	0	0	0.9019	0.8986	0.9599
Modal	28	0.227	0.0008	0	0	0.9658	0.9661	0	0	0.0023	0.0039	0.9019	0.9009	0.9638
Modal	29	0.219	0.0027	0	0	0.9684	0.9661	0	0	0.0073	0.0008	0.9019	0.9082	0.9645
Modal	30	0.207	0	0.0031	0	0.9684	0.9692	0	0.0084	0	0	0.9103	0.9082	0.9645
Modal	31	0.197	0.0006	0	0	0.9691	0.9692	0	0	0.0018	0.0033	0.9103	0.91	0.9678
Modal	32	0.191	0.0023	0	0	0.9714	0.9692	0	0	0.0066	0.0006	0.9103	0.9165	0.9684
Modal	33	0.184	0	0.0026	0	0.9714	0.9718	0	0.0075	0	0	0.9178	0.9165	0.9684
Modal	34	0.173	0.0006	0	0	0.9719	0.9718	0	0	0.0016	0.0026	0.9178	0.9181	0.971
Modal	35	0.168	0.0021	0	0	0.974	0.9718	0	0	0.0058	0.0006	0.9178	0.9239	0.9716
Modal	36	0.165	0	0.0024	0	0.974	0.9742	0	0.0066	0	0	0.9244	0.9239	0.9716
Modal	37	0.154	0.0005	0	0	0.9745	0.9742	0	5.23E-07	0.0013	0.0022	0.9244	0.9252	0.9738
Modal	38	0.149	0.0018	2.28E-05	0	0.9763	0.9742	0	0.0001	0.0051	0.0004	0.9245	0.9303	0.9742
Modal	39	0.148	1.77E-05	0.0021	0	0.9763	0.9763	0	0.006	0.0001	7.06E-06	0.9305	0.9304	0.9742
Modal	40	0.138	0.0004	0	0	0.9767	0.9763	0	5.54E-07	0.0011	0.0019	0.9305	0.9315	0.9761

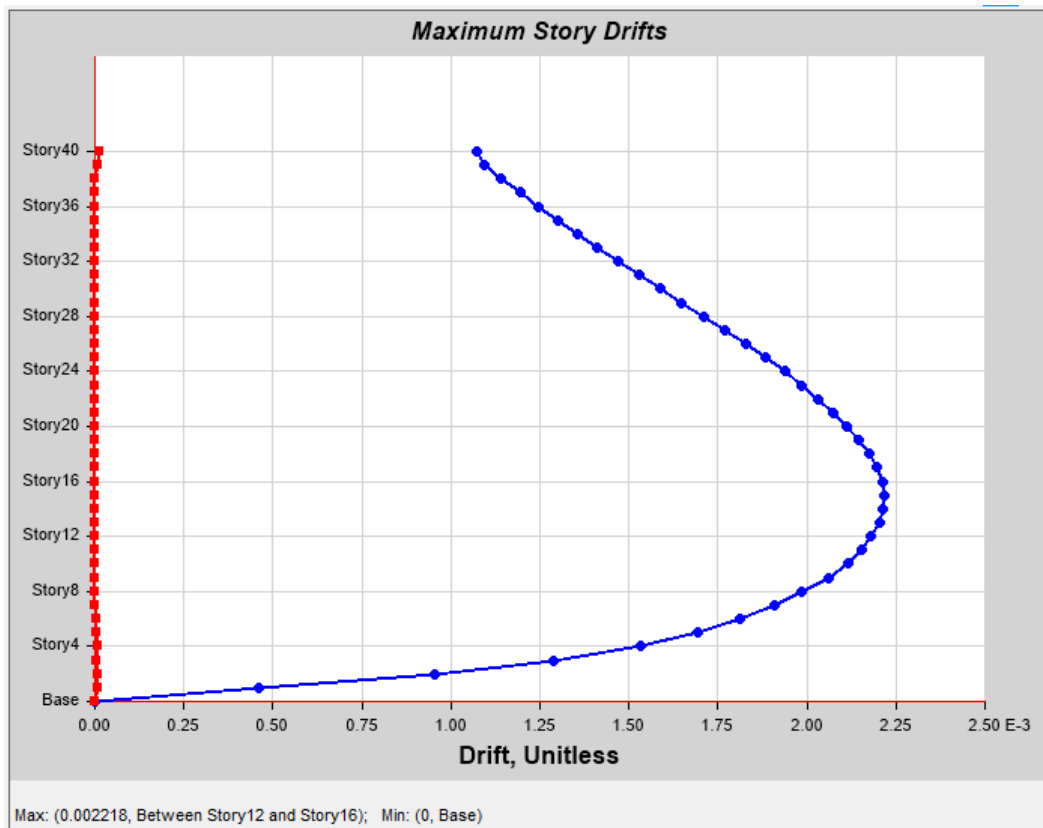
4.4.1.8 Cuadro de datos del análisis de la participación modal.



4.4.1.9 Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico X.



4.4.1.10 Gráficos de derivas de piso del caso de carga Dinámico Y.



4.4.1.11 Gráfico de derivas de cada piso referente a las cargas de Viento.

TABLA: Respuesta de cada piso				7
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO $\Delta M$ X-DIR
	m		$\Delta_E$	
Story40	128	Top	0.0057	0.0299
Story39	124.8	Top	0.0065	0.0344
Story38	121.6	Top	0.0074	0.0389
Story37	118.4	Top	0.0081	0.0424
Story36	115.2	Top	0.0086	0.0451
Story35	112	Top	0.0091	0.0477
Story34	108.8	Top	0.0095	0.0496
Story33	105.6	Top	0.0097	0.0508
Story32	102.4	Top	0.0099	0.0522
Story31	99.2	Top	0.0102	0.0533
Story30	96	Top	0.0104	0.0544
Story29	92.8	Top	0.0106	0.0556

Story28	89.6	Top	0.0108	0.0569
Story27	86.4	Top	0.0111	0.0581
Story26	83.2	Top	0.0113	0.0593
Story25	80	Top	0.0115	0.0604
Story24	76.8	Top	0.0117	0.0614
Story23	73.6	Top	0.0119	0.0624
Story22	70.4	Top	0.0121	0.0633
Story21	67.2	Top	0.0122	0.0641
Story20	64	Top	0.0124	0.0649
Story19	60.8	Top	0.0125	0.0656
Story18	57.6	Top	0.0126	0.0662
Story17	54.4	Top	0.0126	0.0663
Story16	51.2	Top	0.0127	0.0668
Story15	48	Top	0.0128	0.0672
Story14	44.8	Top	0.0129	0.0679
Story13	41.6	Top	0.0129	0.0677
Story12	38.4	Top	0.0129	0.0678
Story11	35.2	Top	0.0129	0.0679
Story10	32	Top	0.0129	0.0677
Story9	28.8	Top	0.0128	0.0674
Story8	25.6	Top	0.0127	0.0665
Story7	22.4	Top	0.0124	0.0651
Story6	19.2	Top	0.0120	0.0628
Story5	16	Top	0.0113	0.0595
Story4	12.8	Top	0.0104	0.0546
Story3	9.6	Top	0.0087	0.0459
Story2	6.4	Top	0.0061	0.0323
Story1	3.2	Top	0.0024	0.0124
Base	0	Top	0.0000	0.0000

4.4.1.12 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico X.

TABLA: Respuesta de cada piso				7
PISO	Elevación	Localización	Y-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM Y- DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.0070	0.0369
Story39	124.8	Top	0.0075	0.0394
Story38	121.6	Top	0.0081	0.0426
Story37	118.4	Top	0.0086	0.0451
Story36	115.2	Top	0.0089	0.0469
Story35	112	Top	0.0092	0.0481
Story34	108.8	Top	0.0093	0.0491
Story33	105.6	Top	0.0095	0.0501
Story32	102.4	Top	0.0097	0.0511
Story31	99.2	Top	0.0098	0.0516
Story30	96	Top	0.0099	0.0520
Story29	92.8	Top	0.0100	0.0524
Story28	89.6	Top	0.0101	0.0529
Story27	86.4	Top	0.0101	0.0532
Story26	83.2	Top	0.0102	0.0534
Story25	80	Top	0.0102	0.0536
Story24	76.8	Top	0.0103	0.0539
Story23	73.6	Top	0.0103	0.0541
Story22	70.4	Top	0.0104	0.0544
Story21	67.2	Top	0.0104	0.0544
Story20	64	Top	0.0104	0.0545
Story19	60.8	Top	0.0104	0.0548
Story18	57.6	Top	0.0104	0.0548
Story17	54.4	Top	0.0104	0.0546
Story16	51.2	Top	0.0104	0.0546
Story15	48	Top	0.0104	0.0545
Story14	44.8	Top	0.0103	0.0541
Story13	41.6	Top	0.0102	0.0538
Story12	38.4	Top	0.0101	0.0531
Story11	35.2	Top	0.0100	0.0525
Story10	32	Top	0.0099	0.0518
Story9	28.8	Top	0.0096	0.0507
Story8	25.6	Top	0.0094	0.0492
Story7	22.4	Top	0.0090	0.0475
Story6	19.2	Top	0.0086	0.0453



Story5	16	Top	0.0080	0.0422
Story4	12.8	Top	0.0072	0.0378
Story3	9.6	Top	0.0060	0.0314
Story2	6.4	Top	0.0043	0.0225
Story1	3.2	Top	0.0019	0.0102
Base	0	Top	0.0000	0.0000

4.4.1.13 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico Y.

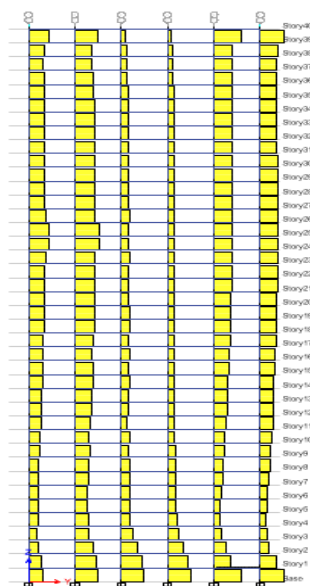
TABLA: Respuesta de cada piso				7
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO $\Delta M$ X- DIR
	m		$\Delta_E$	
Story40	128	Top	0.001071338	0.0056245
Story39	124.8	Top	0.001094351	0.0057453
Story38	121.6	Top	0.001140822	0.0059893
Story37	118.4	Top	0.001195494	0.0062763
Story36	115.2	Top	0.001247252	0.0065481
Story35	112	Top	0.00129981	0.0068240
Story34	108.8	Top	0.001354584	0.0071116
Story33	105.6	Top	0.001411319	0.0074094
Story32	102.4	Top	0.001469408	0.0077144
Story31	99.2	Top	0.001528396	0.0080241
Story30	96	Top	0.001587943	0.0083367
Story29	92.8	Top	0.001647982	0.0086519
Story28	89.6	Top	0.001708507	0.0089697
Story27	86.4	Top	0.001769324	0.0092889
Story26	83.2	Top	0.001827535	0.0095946
Story25	80	Top	0.00188433	0.0098927
Story24	76.8	Top	0.001937066	0.0101696
Story23	73.6	Top	0.001986737	0.0104304
Story22	70.4	Top	0.002032937	0.0106729
Story21	67.2	Top	0.002075214	0.0108949
Story20	64	Top	0.002113083	0.0110937
Story19	60.8	Top	0.00214603	0.0112667
Story18	57.6	Top	0.002173596	0.0114114
Story17	54.4	Top	0.002195344	0.0115256

Story16	51.2	Top	0.002213426	0.0116205
Story15	48	Top	0.002218306	0.0116461
Story14	44.8	Top	0.002211718	0.0116115
Story13	41.6	Top	0.00220304	0.0115660
Story12	38.4	Top	0.002180895	0.0114497
Story11	35.2	Top	0.002152341	0.0112998
Story10	32	Top	0.002115682	0.0111073
Story9	28.8	Top	0.002060072	0.0108154
Story8	25.6	Top	0.001986887	0.0104312
Story7	22.4	Top	0.001908282	0.0100185
Story6	19.2	Top	0.001809678	0.0095008
Story5	16	Top	0.001693182	0.0088892
Story4	12.8	Top	0.001531076	0.0080382
Story3	9.6	Top	0.001290013	0.0067726
Story2	6.4	Top	0.000952477	0.0050005
Story1	3.2	Top	0.000462176	0.0024264
Base	0	Top	0	0.0000000

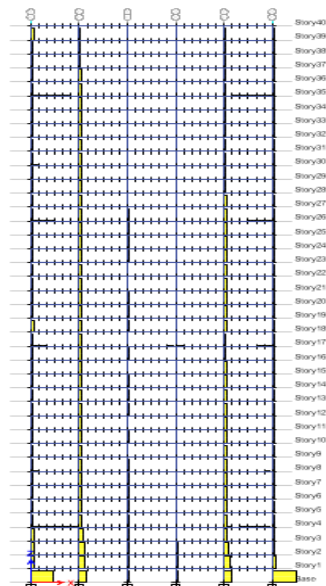
4.4.1.14 Cuadro de valores de derivas de la carga de viento.

A continuación se muestran los gráficos de esfuerzos en las vistas antes descritas.

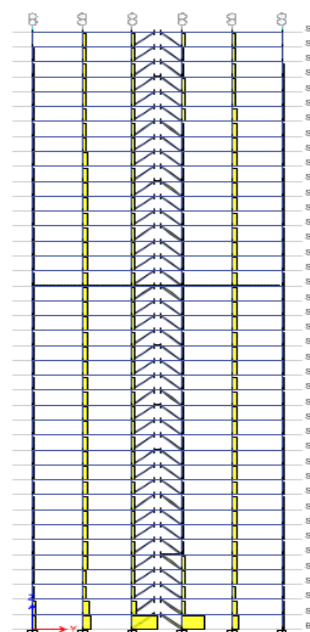
Primero se muestran los gráficos de los esfuerzos referentes a la carga Dinámico X.



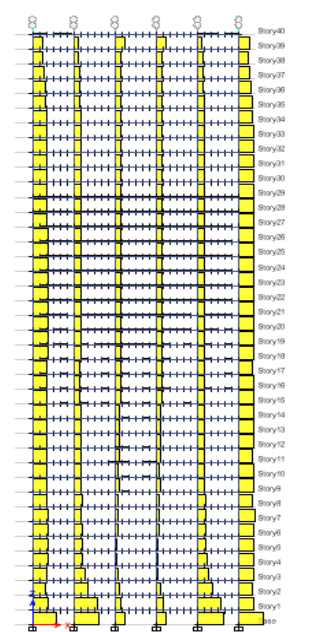
4.4.1.15 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 6.09 tonf).



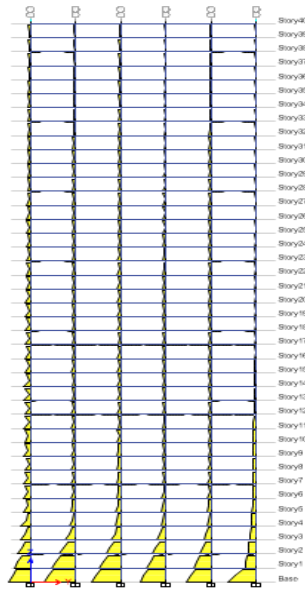
4.4.1.17 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 38.28 tonf).



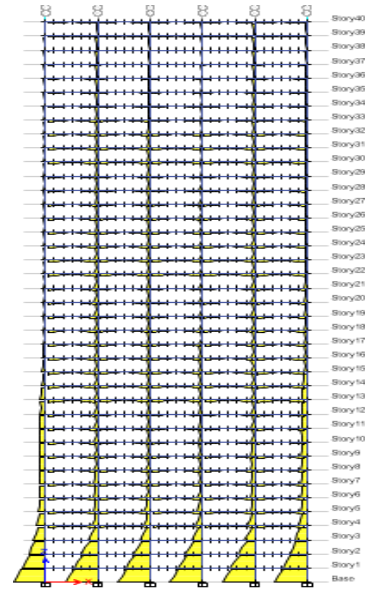
4.4.1.16 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 38.28 tonf).



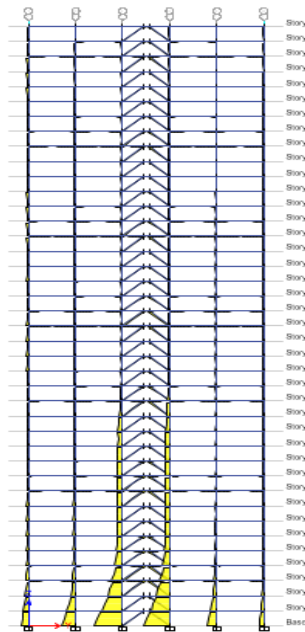
4.4.1.18 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 13.57 tonf).



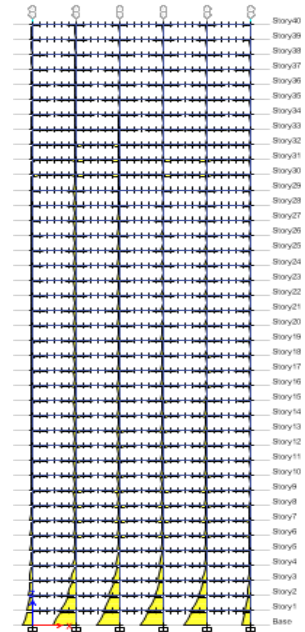
4.4.1.19 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación C (máx. 770.1 tonf.m)



4.4.1.21 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 3 (máx. 709.1 tonf.m)

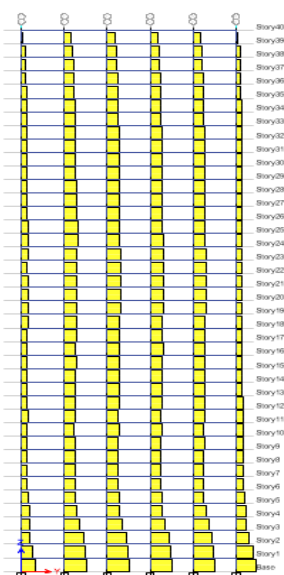


4.4.1.20 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación F (máx. 699.5 tonf.m)

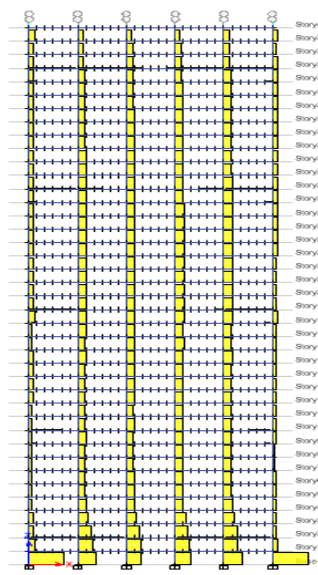


4.4.1.22 Gráfico de Momento 3 – 3,  
elevación 5 (máx. 459.8 tonf.m)

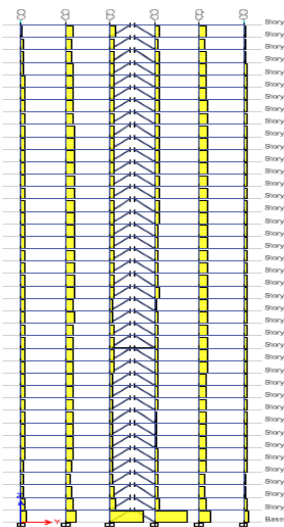
A continuación los gráficos de esfuerzos referentes a la carga Dinámico Y.



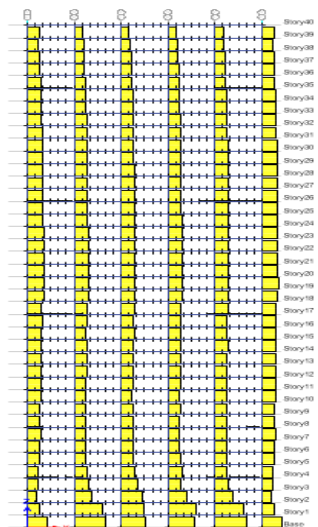
4.4.1.23 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 65.62 tonf).



4.4.1.25 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 117.32 tonf).



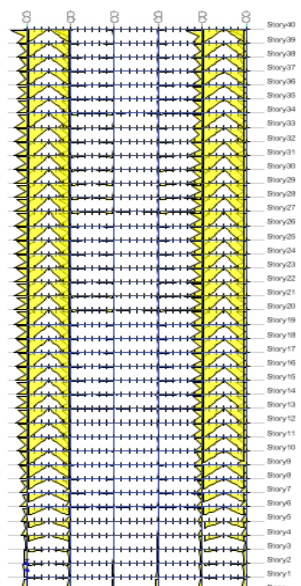
4.4.1.24 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 117.57 tonf).



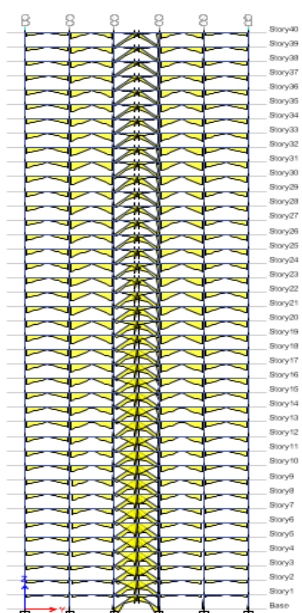
4.4.1.26 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 48.81 tonf).



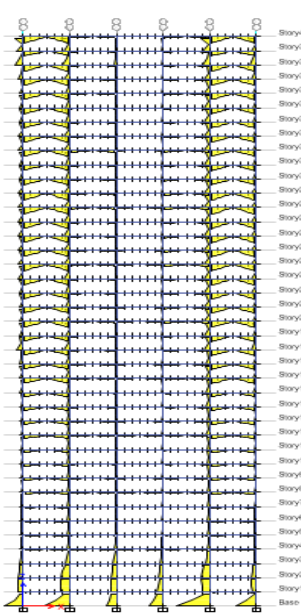
4.4.1.27 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 61.55 tonf.m).



4.4.1.29 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación 3 (máx. 22.81 tonf.m).

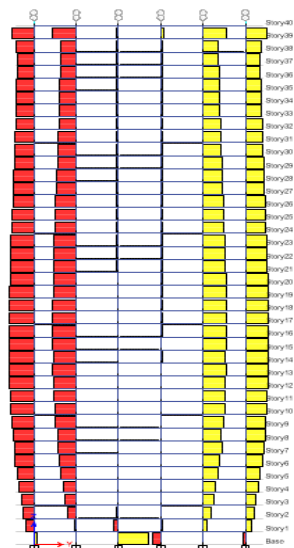


4.4.1.28 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 157.2 tonf.m).

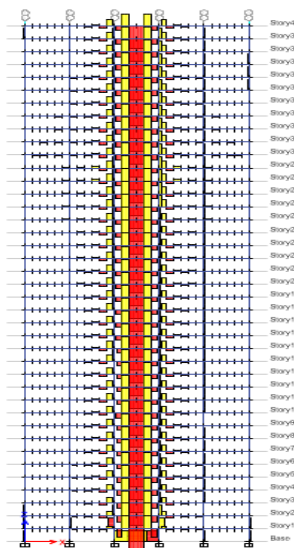


4.4.1.30 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación 5 (máx. 11.53 tonf.m).

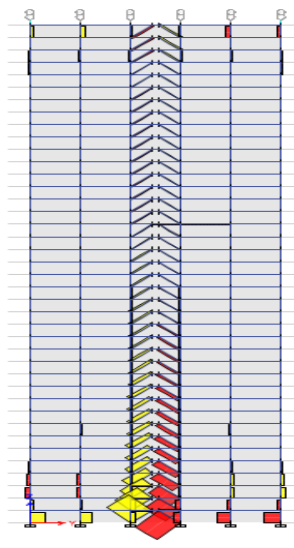
Por último se muestran los gráficos de esfuerzos máximos generados por las cargas de Viento.



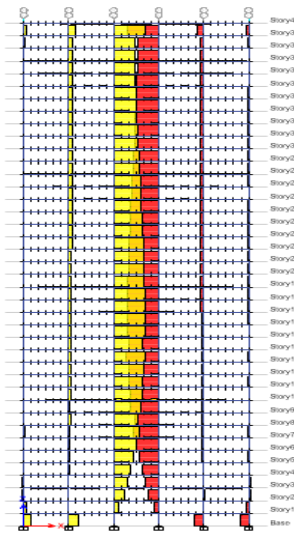
4.4.1.31 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 1.1095 tonf).



4.4.1.33 Gráfico de Corte 3-3 elevación3  
(máx. 1.3899 tonf).

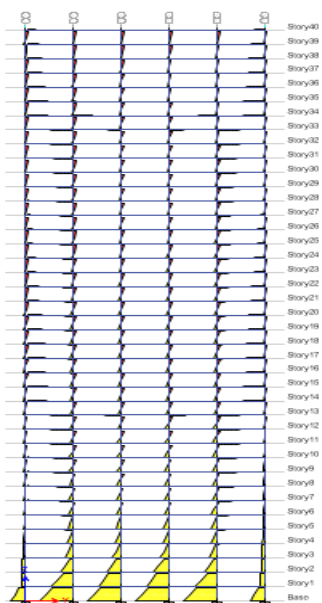


4.4.1.32 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 0.6311 tonf).

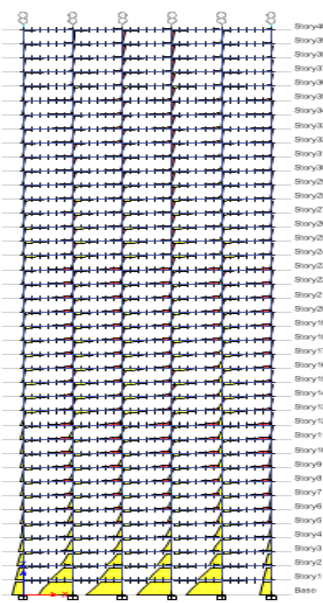


4.4.1.34 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 1.0864 tonf).

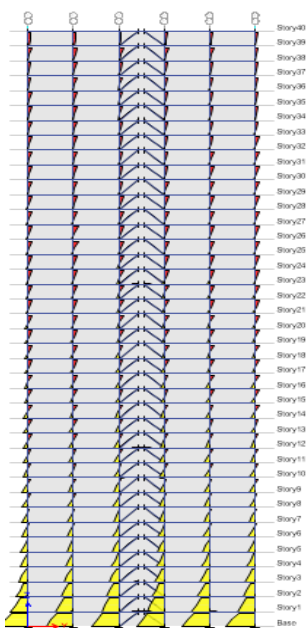




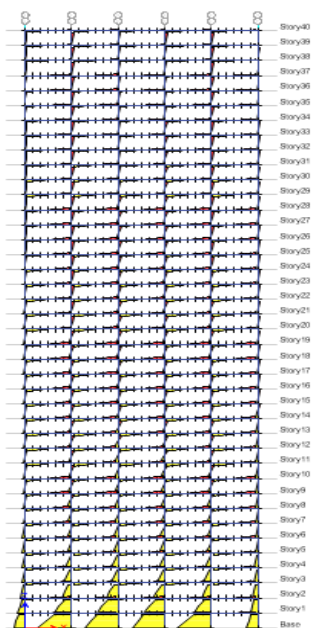
4.4.1.35 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 64.5 tonf.m).



4.4.1.37 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 64.5 tonf.m).



4.4.1.36 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 23.8 tonf.m).



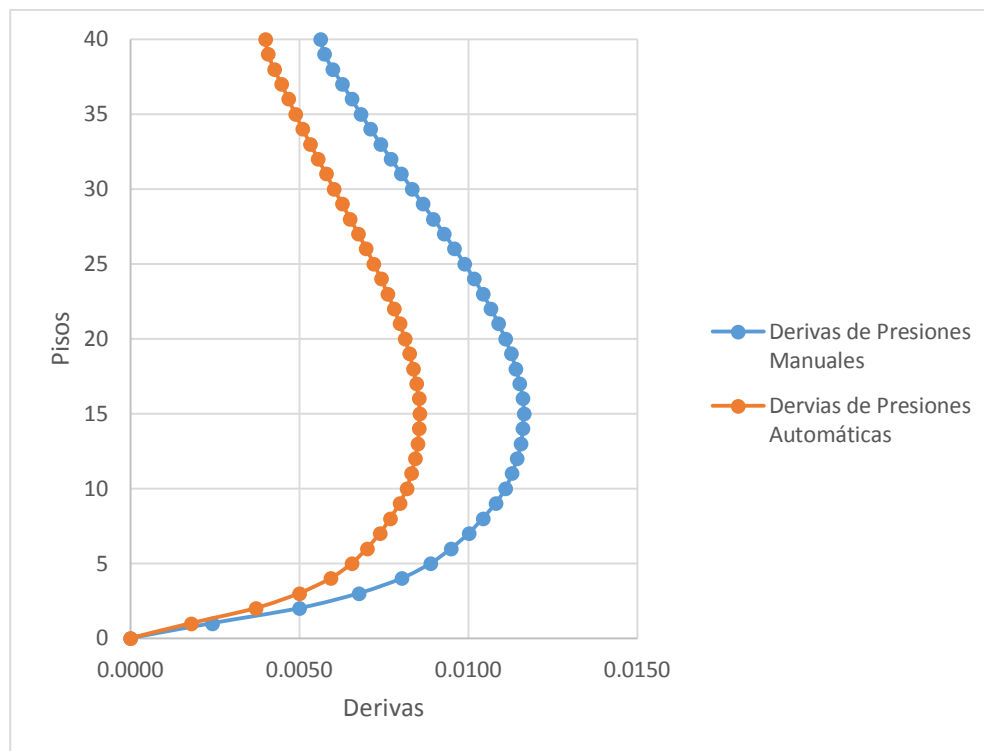
4.4.1.38 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 66.1 tonf.m).



CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	6.09	770.07	65.62	61.55	1.19	73.75
EJE F	38.28	699.54	117.57	157.19	0.71	26.83
EJE 3	38.28	709.07	117.32	22.81	1.44	73.75
EJE 5	13.57	459.86	48.81	11.53	1.16	77.77

4.4.1.39 Cuadro de resumen de valores máximos de esfuerzos.

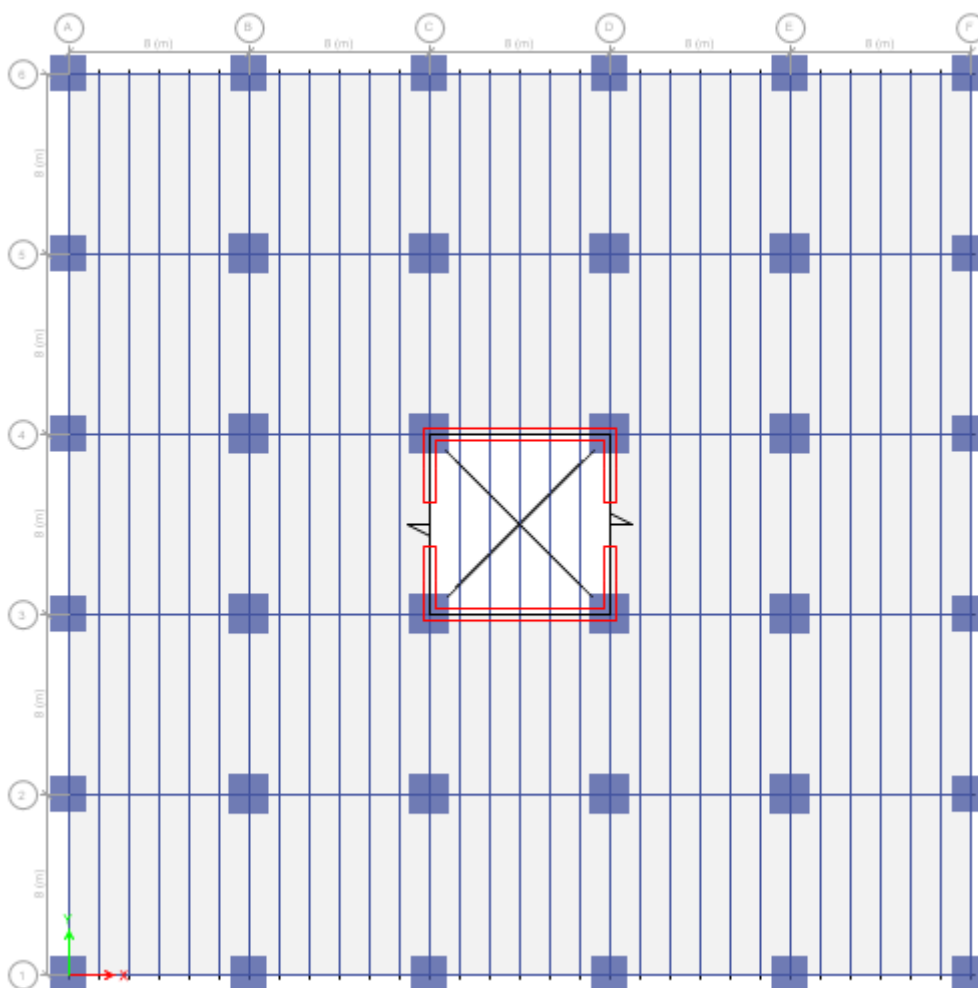
Como se muestra en el cuadro anterior se puede ver que en este caso los esfuerzos generados por las cargas sísmicas son mayores también en este modelo.



4.4.1.40 Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento.

## 4.5 Modelo de Pórticos de Hormigón con Muros de Corte

En este modelo se utilizaron las mismas secciones que en el caso del modelo de pórticos especiales de hormigón resistentes a momento, además de los muros de corte de hormigón que se colocarán en el centro del edificio como se muestra en el siguiente gráfico.



4.5.1.1 Gráfico del edificio visto en planta con la posición de los muros de hormigón.

Para los espesores de los muros se realizó la misma división que las columnas de hormigón, cuya dimensión varía cada ocho (8) pisos. Se tomó una dimensión inicial de 45cm para el muro de los pisos inferiores y cada 8 pisos se reduce 5 cm de espesor, teniendo los siguientes espesores en todo el edificio.

- 45 cm
- 40 cm
- 35 cm
- 30 cm
- 25 cm

Se muestra en el gráfico siguiente la configuración del muro en el programa y que se utiliza el mismo tipo de hormigón que para las columnas y vigas.

**Wall Property Data**

**General Data**

Property Name: MURO40cm

Property Type: Specified

Wall Material: HORMIGONFC420

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

**Property Data**

Thickness: 0.4 m

OK Cancel

4.5.1.2 Gráfico de la configuración de los muros de corte en el programa ETABS.

Se muestra también los valores para las correcciones de las cargas sísmicas.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	62705.2899	1254106	-1254106	0
CVIVA	0	0	12288	245760	-245760	0
CMUERTA	0	0	21504	430080	-430080	0
SISMO X	-7155.3879	0	0	0	-602488	143107.7587
SISMO Y	0	-7155.3879	0	602488.2479	0	-143108
SISMO X NEG	-7155.3879	0	0	0	-602488	143107.7587
SISMO Y NEG	0	-7155.3879	0	602488.2479	0	-143108
DINAMICO X Max	2459.5239	0.0023	0	0.0063	155473.6506	49190.4817
DINAMICO Y Max	0.001	2291.9303	0	152238.2983	0.0052	45838.6105

4.5.1.3 Cuadro con valores de las reacciones por Peso Propio y Carga Muerta.

$$W = 62705.2899 + 21504 = 84209.2899 \text{ Tonf}$$

$$V = 0.0824 * 84209.2899 = 6938.845 \text{ Tonf}$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	62705.2899	1254106	-1254106	0
CVIVA	0	0	12288	245760	-245760	0
CMUERTA	0	0	21504	430080	-430080	0
SISMO X	-7155.3879	0	0	0	-602488	143107.7587
SISMO Y	0	-7155.3879	0	602488.2479	0	-143108
SISMO X NEG	-7155.3879	0	0	0	-602488	143107.7587
SISMO Y NEG	0	-7155.3879	0	602488.2479	0	-143108
DINAMICO X Max	2459.5239	0.0023	0	0.0063	155473.6506	49190.4817
DINAMICO Y Max	0.001	2291.9303	0	152238.2983	0.0052	45838.6105

4.5.1.4 Cuadro de valores de reacciones por cargas de sismo en X y Y.

$$fc1 = \frac{6938.845}{7155.3879} = 0.9697$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0	0	62705.2899	1254106	-1254106	0
CVIVA	0	0	12288	245760	-245760	0
CMUERTA	0	0	21504	430080	-430080	0
SISMO X	-6938.5797	0	0	0	-584233	138771.5936
SISMO Y	0	-6938.5797	0	584232.8539	0	-138772
SISMO X NEG	-6938.5797	0	0	0	-584233	138771.5936
SISMO Y NEG	0	-6938.5797	0	584232.8539	0	-138772
DINAMICO X Max	2459.5239	0.0023	0	0.0063	155473.6506	49190.4817
DINAMICO Y Max	0.001	2291.9303	0	152238.2983	0.0052	45838.6105

4.5.1.5 Cuadro de valores de reacciones por sismo y carga dinámica en X y Y.

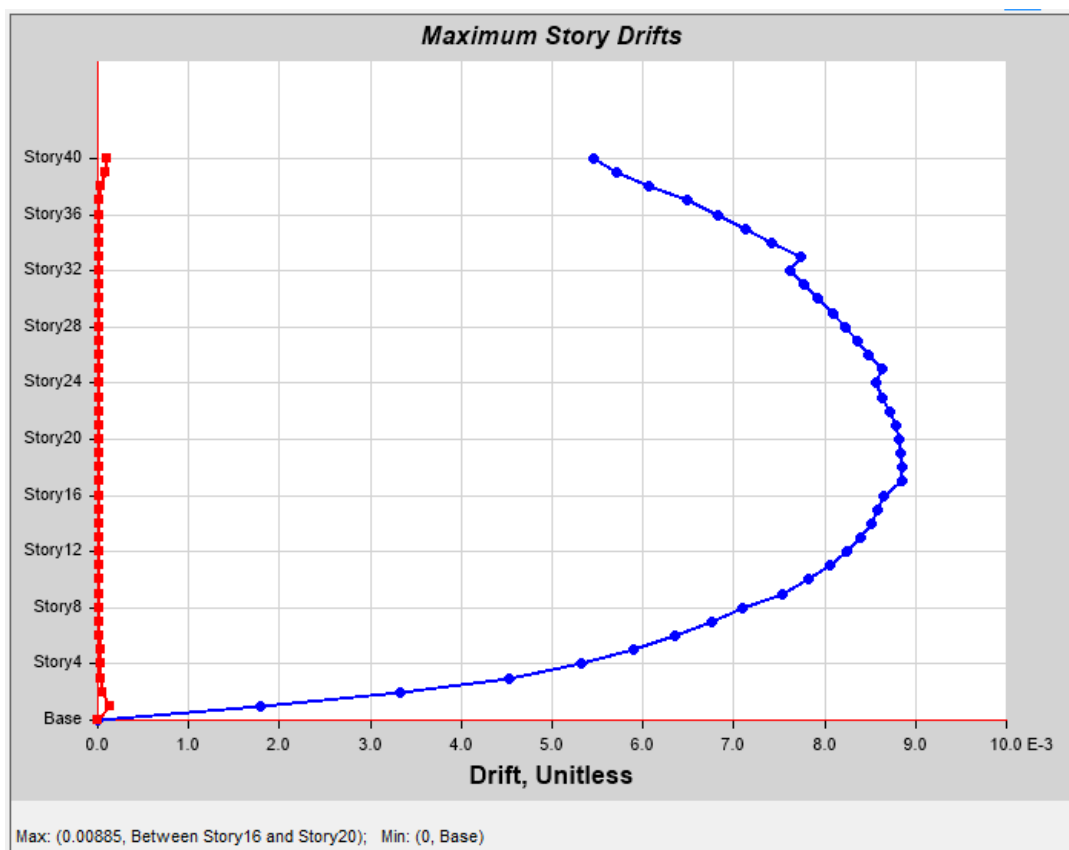
$$fc2 = \frac{6938.5797}{2375.7271} = 2.92$$

TABLA: Participación Modal proporcional a las masas														
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	5.378	0	0.7103	0	0	0.7103	0	0.296	0	0	0.296	0	0
Modal	2	5.207	0.6893	0	0	0.6893	0.7103	0	0	0.3171	0	0.296	0.3171	0
Modal	3	4.887	0	0	0	0.6893	0.7103	0	0	0	0.7585	0.296	0.3171	0.7585
Modal	4	1.732	0	0.1352	0	0.6893	0.8455	0	0.3627	0	0	0.6587	0.3171	0.7585
Modal	5	1.695	0	0	0	0.6893	0.8455	0	0	0	0.1028	0.6587	0.3171	0.8612
Modal	6	1.607	0.1369	0	0	0.8262	0.8455	0	0	0.3164	0	0.6587	0.6335	0.8612
Modal	7	1.003	0	0	0	0.8262	0.8455	0	0	0	0.0387	0.6587	0.6335	0.9
Modal	8	0.937	0	0.0498	0	0.8262	0.8952	0	0.0797	0	0	0.7383	0.6335	0.9
Modal	9	0.831	0.0578	0	0	0.884	0.8952	0	0	0.0869	0	0.7383	0.7204	0.9
Modal	10	0.7	0	0	0	0.884	0.8952	0	0	0	0.0213	0.7383	0.7204	0.9213
Modal	11	0.625	0	0.0255	0	0.884	0.9207	0	0.0651	0	0	0.8035	0.7204	0.9213
Modal	12	0.532	0.032	0	0	0.9161	0.9207	0	0	0.0739	0	0.8035	0.7942	0.9213
Modal	13	0.528	0	0	0	0.9161	0.9207	0	0	0	0.0139	0.8035	0.7942	0.9352
Modal	14	0.461	0	0.0154	0	0.9161	0.9361	0	0.0328	0	0	0.8363	0.7942	0.9352
Modal	15	0.418	0	0	0	0.9161	0.9361	0	0	0	0.0096	0.8363	0.7942	0.9448
Modal	16	0.385	0.0192	0	0	0.9353	0.9361	0	0	0.0409	0	0.8363	0.8351	0.9448
Modal	17	0.362	0	0.0102	0	0.9353	0.9463	0	0.0263	0	0	0.8626	0.8351	0.9448
Modal	18	0.344	0	0	0	0.9353	0.9463	0	0	0	0.0074	0.8626	0.8351	0.9523
Modal	19	0.302	0.0117	0	0	0.947	0.9463	0	0	0.029	0	0.8626	0.8641	0.9523
Modal	20	0.297	0	0.0076	0	0.947	0.9539	0	0.0174	0	0	0.88	0.8641	0.9523
Modal	21	0.288	0	0	0	0.947	0.9539	0	0	0	0.0058	0.88	0.8641	0.9581
Modal	22	0.251	0.008	0	0	0.955	0.9539	0	0	0.0187	0	0.88	0.8828	0.9581
Modal	23	0.251	0	0.0058	0	0.955	0.9596	0	0.015	0	0	0.895	0.8828	0.9581
Modal	24	0.245	0	0	0	0.955	0.9596	0	0	0	0.0048	0.895	0.8828	0.9629
Modal	25	0.216	0.0057	0	0	0.9606	0.9596	0	0	0.0146	0	0.895	0.8974	0.9629
Modal	26	0.215	0	0.0046	0	0.9606	0.9642	0	0.0111	0	0	0.9061	0.8974	0.9629
Modal	27	0.212	0	0	0	0.9606	0.9642	0	0	0	0.004	0.9061	0.8974	0.967
Modal	28	0.19	0.0043	0	0	0.9649	0.9642	0	0	0.0104	0	0.9061	0.9078	0.967
Modal	29	0.188	0	0.0037	0	0.9649	0.968	0	0.0099	0	0	0.9159	0.9078	0.967
Modal	30	0.184	0	0	0	0.9649	0.968	0	0	0	0.0032	0.9159	0.9078	0.9702
Modal	31	0.183	0	0	0	0.9649	0.968	0	0	0	0	0.9159	0.9078	0.9702
Modal	32	0.176	0	0	0	0.9649	0.968	0	0	0	1.32E-06	0.9159	0.9078	0.9702
Modal	33	0.172	0	0	0	0.9649	0.968	0	0	0	1.61E-06	0.9159	0.9078	0.9702
Modal	34	0.17	0.0034	0	0	0.9683	0.968	0	0	0.0088	0	0.9159	0.9166	0.9702

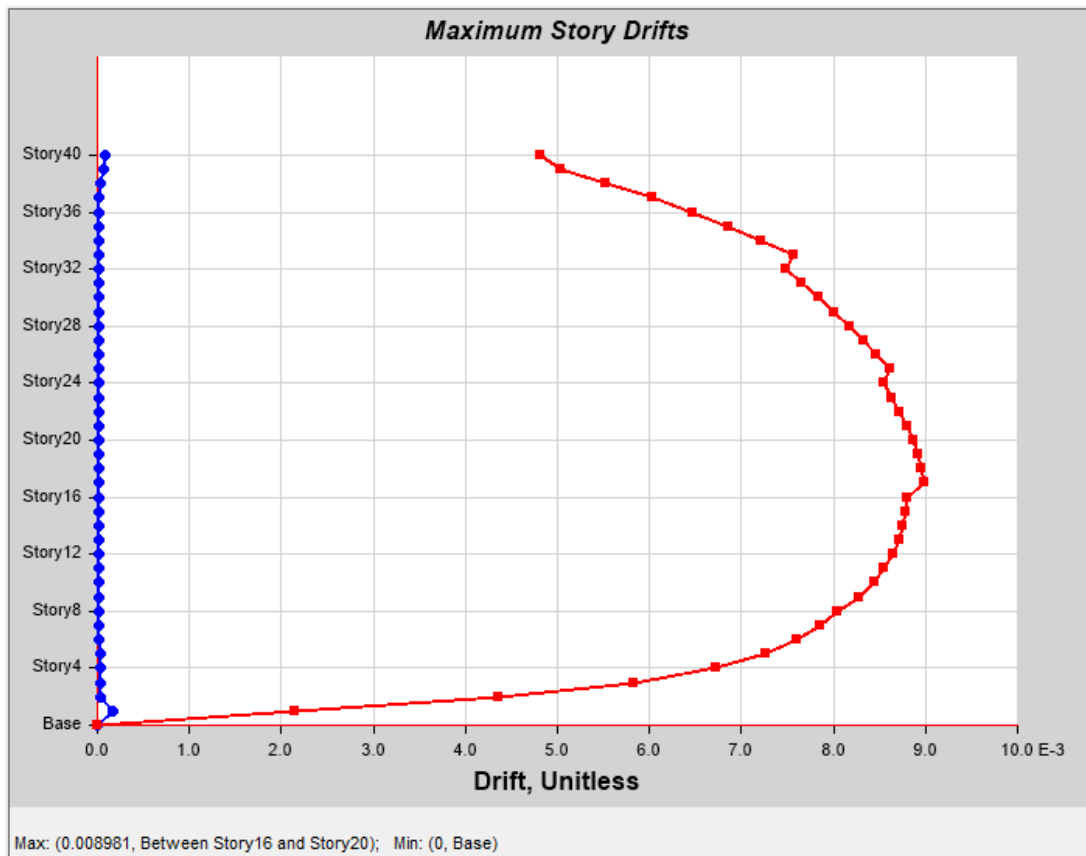
Modal	35	0.169	0	0	0	0.9683	0.968	0	0	0	2.06E-06	0.9159	0.9166	0.9702
Modal	36	0.166	0	0.003	0	0.9683	0.971	0	0.0074	0	0	0.9234	0.9166	0.9702
Modal	37	0.166	0	0	0	0.9683	0.971	0	0	0	8.27E-07	0.9234	0.9166	0.9702
Modal	38	0.162	0	0	0	0.9683	0.971	0	0	0	0.003	0.9234	0.9166	0.9732
Modal	39	0.16	0	0	0	0.9683	0.971	0	0	0	0	0.9234	0.9166	0.9732
Modal	40	0.153	0	0	0	0.9683	0.971	0	0	0	3.11E-06	0.9234	0.9166	0.9732

4.5.1.6 Cuadro de valores de resultados de la participación modal.

Realizada las correcciones se procede a presentar los análisis de las derivas de piso.

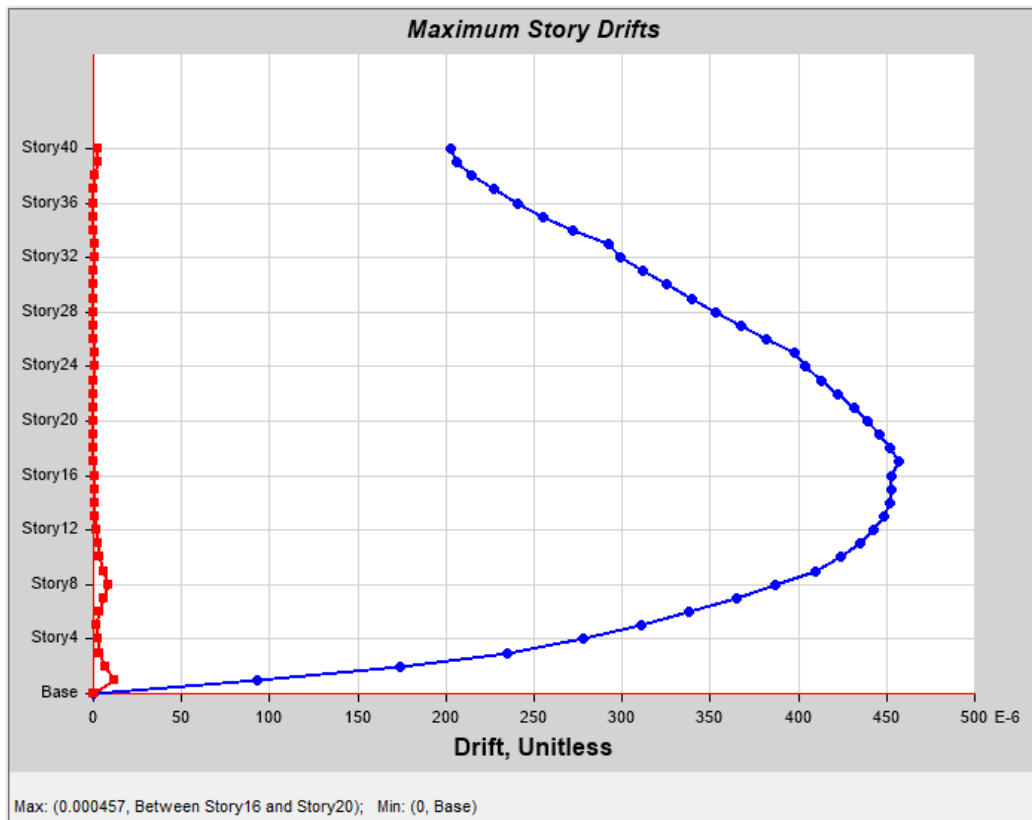


4.5.1.7 Gráfico de las derivas de piso por la carga Dinámico X.



4.5.1.8 Gráfico de las derivas de piso por la carga Dinámico Y.





4.5.1.9 Gráfico de las derivas de piso debido a las cargas de viento.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM X-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.0054	0.0245
Story39	124.8	Top	0.0057	0.0257
Story38	121.6	Top	0.0061	0.0273
Story37	118.4	Top	0.0065	0.0292
Story36	115.2	Top	0.0068	0.0307
Story35	112	Top	0.0071	0.0320
Story34	108.8	Top	0.0074	0.0334
Story33	105.6	Top	0.0077	0.0348
Story32	102.4	Top	0.0076	0.0343
Story31	99.2	Top	0.0078	0.0349

Story30	96	Top	0.0079	0.0357
Story29	92.8	Top	0.0081	0.0364
Story28	89.6	Top	0.0082	0.0370
Story27	86.4	Top	0.0084	0.0376
Story26	83.2	Top	0.0085	0.0382
Story25	80	Top	0.0086	0.0389
Story24	76.8	Top	0.0086	0.0385
Story23	73.6	Top	0.0086	0.0389
Story22	70.4	Top	0.0087	0.0392
Story21	67.2	Top	0.0088	0.0395
Story20	64	Top	0.0088	0.0397
Story19	60.8	Top	0.0088	0.0398
Story18	57.6	Top	0.0088	0.0398
Story17	54.4	Top	0.0088	0.0398
Story16	51.2	Top	0.0087	0.0390
Story15	48	Top	0.0086	0.0387
Story14	44.8	Top	0.0085	0.0383
Story13	41.6	Top	0.0084	0.0378
Story12	38.4	Top	0.0082	0.0371
Story11	35.2	Top	0.0081	0.0363
Story10	32	Top	0.0078	0.0352
Story9	28.8	Top	0.0075	0.0339
Story8	25.6	Top	0.0071	0.0320
Story7	22.4	Top	0.0068	0.0304
Story6	19.2	Top	0.0064	0.0286
Story5	16	Top	0.0059	0.0265
Story4	12.8	Top	0.0053	0.0239
Story3	9.6	Top	0.0045	0.0204
Story2	6.4	Top	0.0033	0.0150
Story1	3.2	Top	0.0018	0.0081
Base	0	Top	0.0000	0.0000

4.5.1.10 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico X.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	Y-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM Y- DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.0048	0.0217
Story39	124.8	Top	0.0050	0.0227
Story38	121.6	Top	0.0055	0.0248
Story37	118.4	Top	0.0060	0.0272
Story36	115.2	Top	0.0065	0.0291
Story35	112	Top	0.0069	0.0309
Story34	108.8	Top	0.0072	0.0325
Story33	105.6	Top	0.0076	0.0341
Story32	102.4	Top	0.0075	0.0337
Story31	99.2	Top	0.0077	0.0344
Story30	96	Top	0.0078	0.0353
Story29	92.8	Top	0.0080	0.0361
Story28	89.6	Top	0.0082	0.0368
Story27	86.4	Top	0.0083	0.0374
Story26	83.2	Top	0.0085	0.0381
Story25	80	Top	0.0086	0.0388
Story24	76.8	Top	0.0085	0.0385
Story23	73.6	Top	0.0086	0.0388
Story22	70.4	Top	0.0087	0.0393
Story21	67.2	Top	0.0088	0.0396
Story20	64	Top	0.0089	0.0399
Story19	60.8	Top	0.0089	0.0401
Story18	57.6	Top	0.0090	0.0403
Story17	54.4	Top	0.0090	0.0404
Story16	51.2	Top	0.0088	0.0396
Story15	48	Top	0.0088	0.0395
Story14	44.8	Top	0.0088	0.0394
Story13	41.6	Top	0.0087	0.0392
Story12	38.4	Top	0.0086	0.0389
Story11	35.2	Top	0.0086	0.0385
Story10	32	Top	0.0084	0.0380
Story9	28.8	Top	0.0083	0.0373
Story8	25.6	Top	0.0080	0.0362
Story7	22.4	Top	0.0079	0.0353
Story6	19.2	Top	0.0076	0.0342

Story5	16	Top	0.0073	0.0327
Story4	12.8	Top	0.0067	0.0302
Story3	9.6	Top	0.0058	0.0262
Story2	6.4	Top	0.0044	0.0196
Story1	3.2	Top	0.0021	0.0096
Base	0	Top	0.0000	0.0000

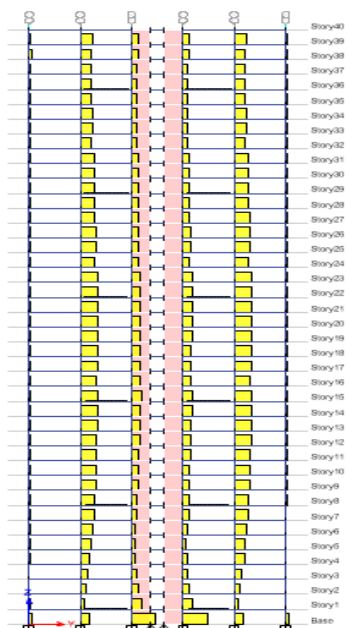
4.5.1.11 Cuadro de valores de derivas en cada piso por carga Dinámico Y.

TABLA: Respuesta de cada piso				6
PISO	Elevación	Localización	X-Dir	DERIVAS DE PISO ΔM X-DIR
	m		Δ <sub>E</sub>	
Story40	128	Top	0.000203	0.0009139
Story39	124.8	Top	0.000206	0.0009269
Story38	121.6	Top	0.000215	0.0009660
Story37	118.4	Top	0.000227	0.0010223
Story36	115.2	Top	0.000241	0.0010836
Story35	112	Top	0.000255	0.0011487
Story34	108.8	Top	0.000272	0.0012232
Story33	105.6	Top	0.000292	0.0013140
Story32	102.4	Top	0.000299	0.0013471
Story31	99.2	Top	0.000311	0.0014008
Story30	96	Top	0.000325	0.0014621
Story29	92.8	Top	0.000339	0.0015260
Story28	89.6	Top	0.000353	0.0015900
Story27	86.4	Top	0.000367	0.0016537
Story26	83.2	Top	0.000382	0.0017181
Story25	80	Top	0.000398	0.0017888
Story24	76.8	Top	0.000404	0.0018167
Story23	73.6	Top	0.000413	0.0018578
Story22	70.4	Top	0.000422	0.0019008
Story21	67.2	Top	0.000431	0.0019407
Story20	64	Top	0.000439	0.0019765
Story19	60.8	Top	0.000446	0.0020074
Story18	57.6	Top	0.000452	0.0020327
Story17	54.4	Top	0.000457	0.0020567
Story16	51.2	Top	0.000453	0.0020388
Story15	48	Top	0.000453	0.0020386

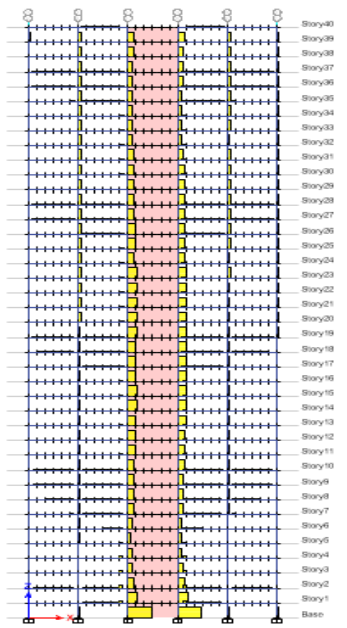
Story14	44.8	Top	0.000452	0.0020325
Story13	41.6	Top	0.000448	0.0020175
Story12	38.4	Top	0.000443	0.0019925
Story11	35.2	Top	0.000435	0.0019560
Story10	32	Top	0.000424	0.0019070
Story9	28.8	Top	0.000409	0.0018420
Story8	25.6	Top	0.000387	0.0017408
Story7	22.4	Top	0.000365	0.0016405
Story6	19.2	Top	0.000338	0.0015194
Story5	16	Top	0.000310	0.0013969
Story4	12.8	Top	0.000278	0.0012511
Story3	9.6	Top	0.000235	0.0010575
Story2	6.4	Top	0.000174	0.0007813
Story1	3.2	Top	0.000093	0.0004183
Base	0	Top	0.000000	0.0000000

4.5.1.12 Cuadro de valores de las derivas por las cargas de viento, en sentido X.

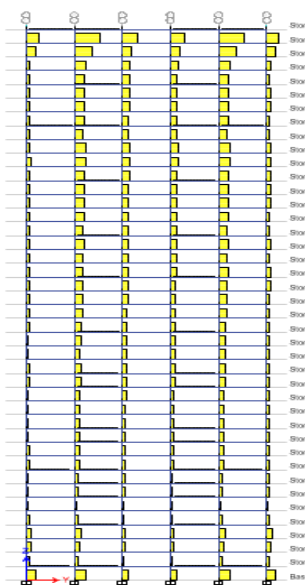
Se presentan los siguientes gráficos de los esfuerzos generados por la carga de sismo, Dinámico X.



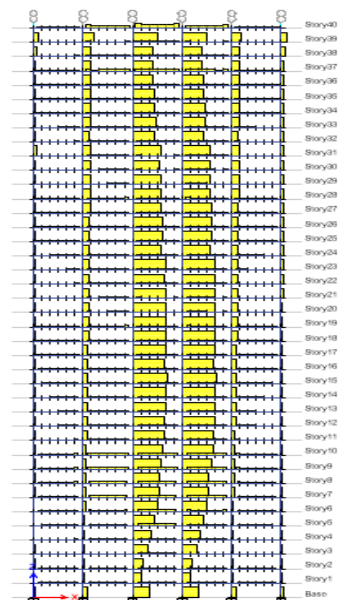
4.5.1.13 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 37.8 tonf).



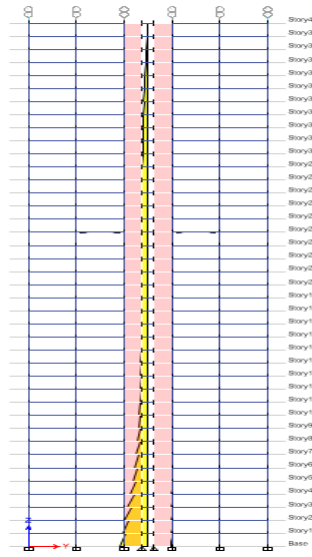
4.5.1.15 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 37.8 tonf).



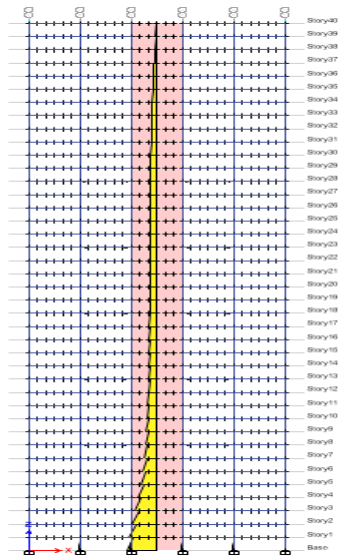
4.5.1.14 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 4.33 tonf).



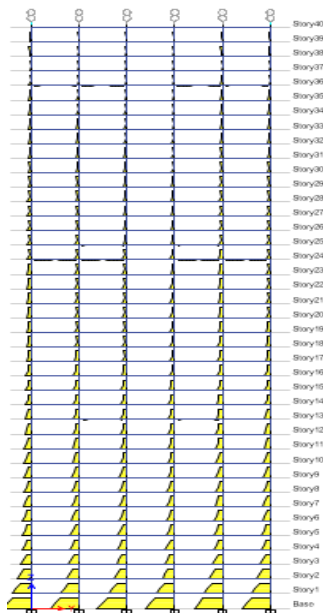
4.5.1.16 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 28.38 tonf).



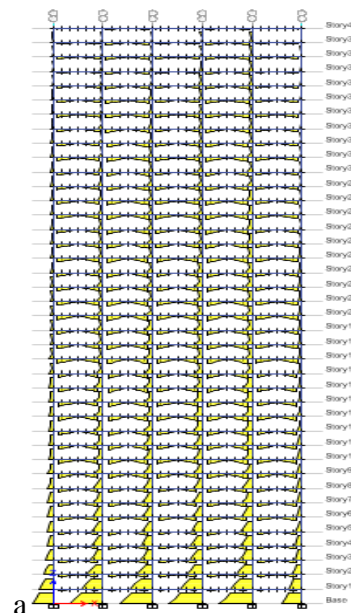
4.5.1.17 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 1010 tonf.m).



4.5.1.19 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 1010 tonf.m).

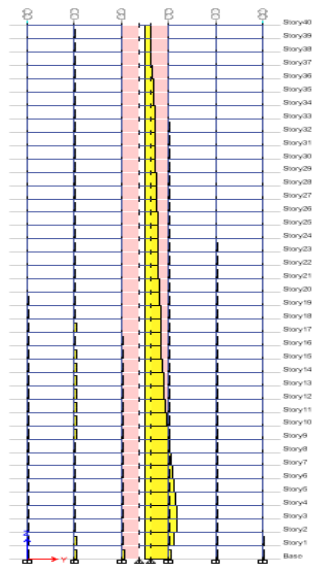


4.5.1.18 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 500 tonf.m).

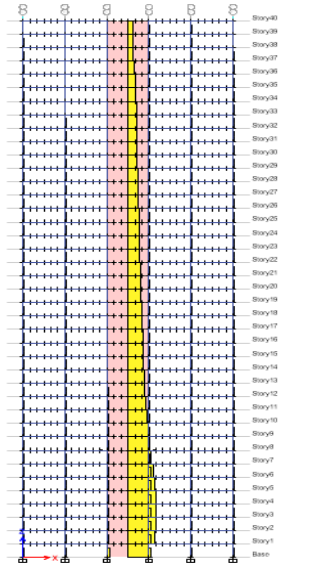


4.5.1.20 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 769 tonf.m).

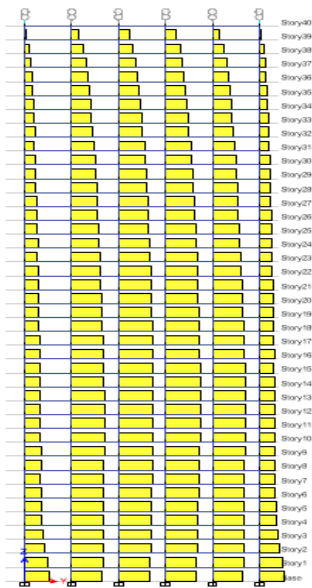
Gráficos de la carga Dinámico Y.



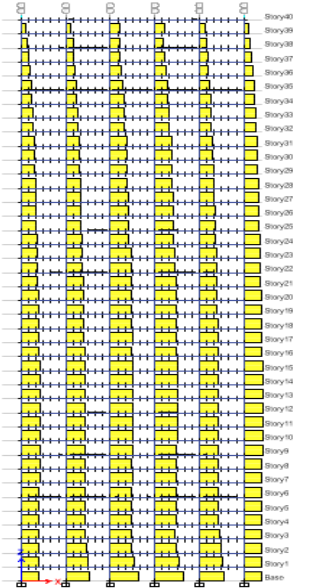
4.5.1.21 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 237.35 tonf).



4.5.1.23 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 237.35 tonf).

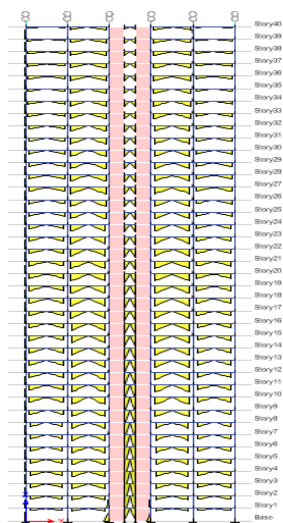


4.5.1.22 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 120.23 tonf).

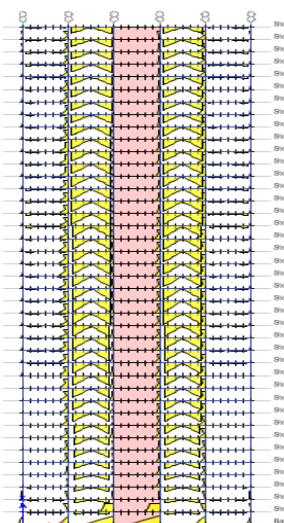


4.5.1.24 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 167.96 tonf).

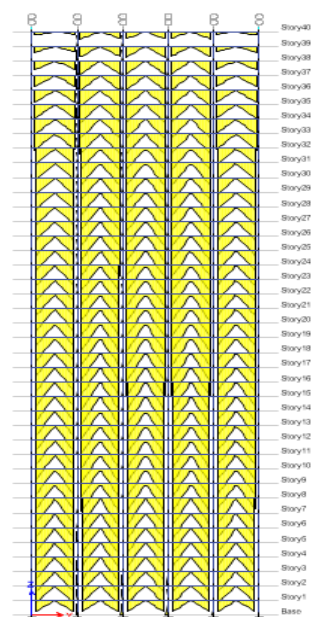




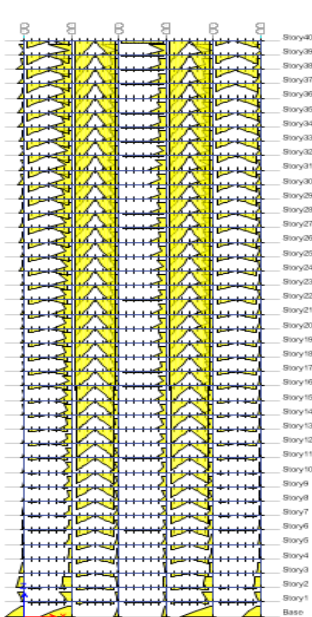
4.5.1.25 Gráfico de Momento 3-3  
elevación C (máx. 588.6 tonf.m).



4.5.1.27 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 3 (máx. 112.1 tonf.m).

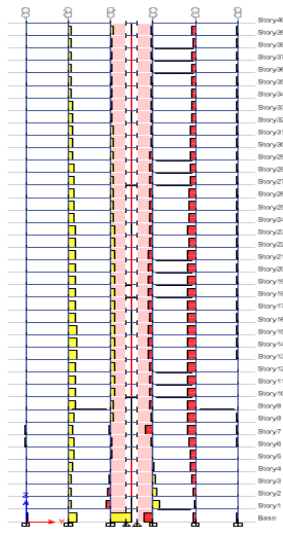


4.5.1.26 Gráfico de Momento 3-3  
elevación F (máx. 155.9 tonf.m).

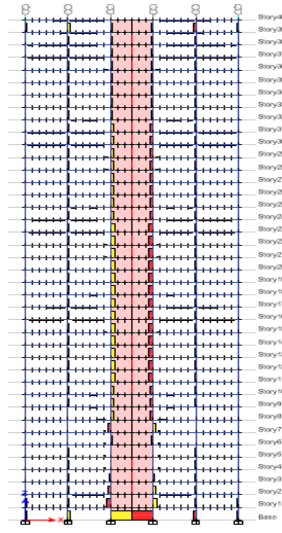


4.5.1.28 Gráfico de Momento 3-3  
elevación 5 (máx. 12.16 tonf.m).

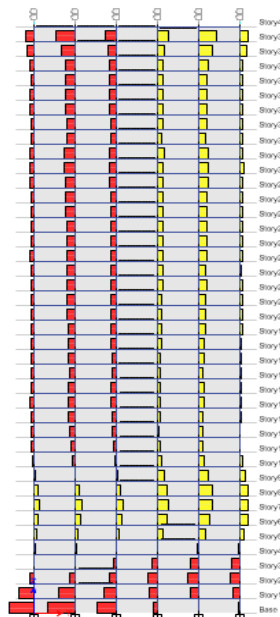
## Gráficos de las cargas de Viento.



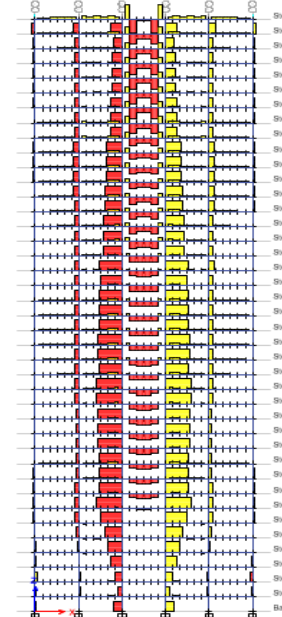
4.5.1.29 Gráfico de Corte 3-3 elevación C  
(máx. 3.289 tonf).



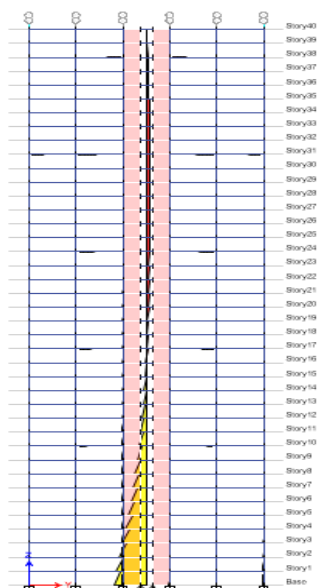
4.5.1.31 Gráfico de Corte 3-3 elevación 3  
(máx. 3.289 tonf).



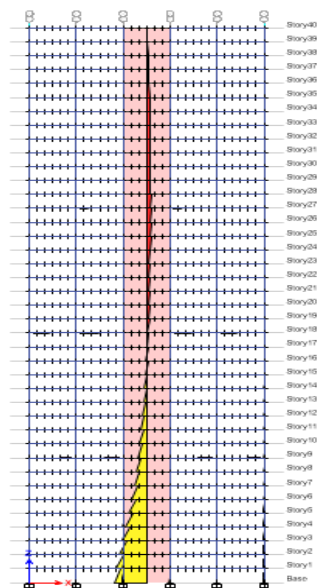
4.5.1.30 Gráfico de Corte 3-3 elevación F  
(máx. 0.206 tonf).



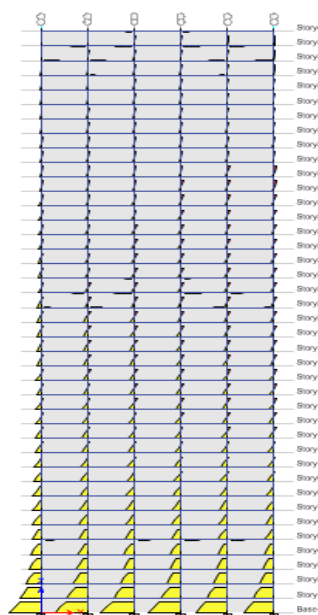
4.5.1.32 Gráfico de Corte 3-3 elevación 5  
(máx. 1.517 tonf).



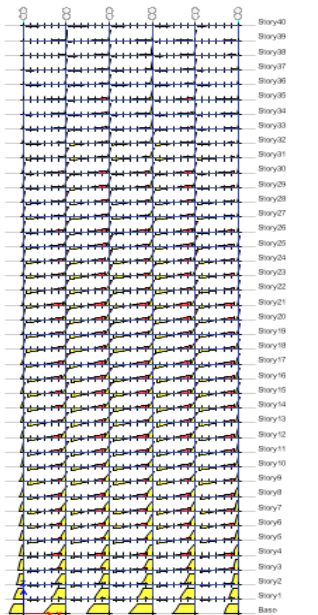
4.5.1.33 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación C (máx. 55.21 tonf.m).



4.5.1.35 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación 3 (máx. 55.2 tonf.m).



4.5.1.34 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación F (máx. 29.4 tonf.m).

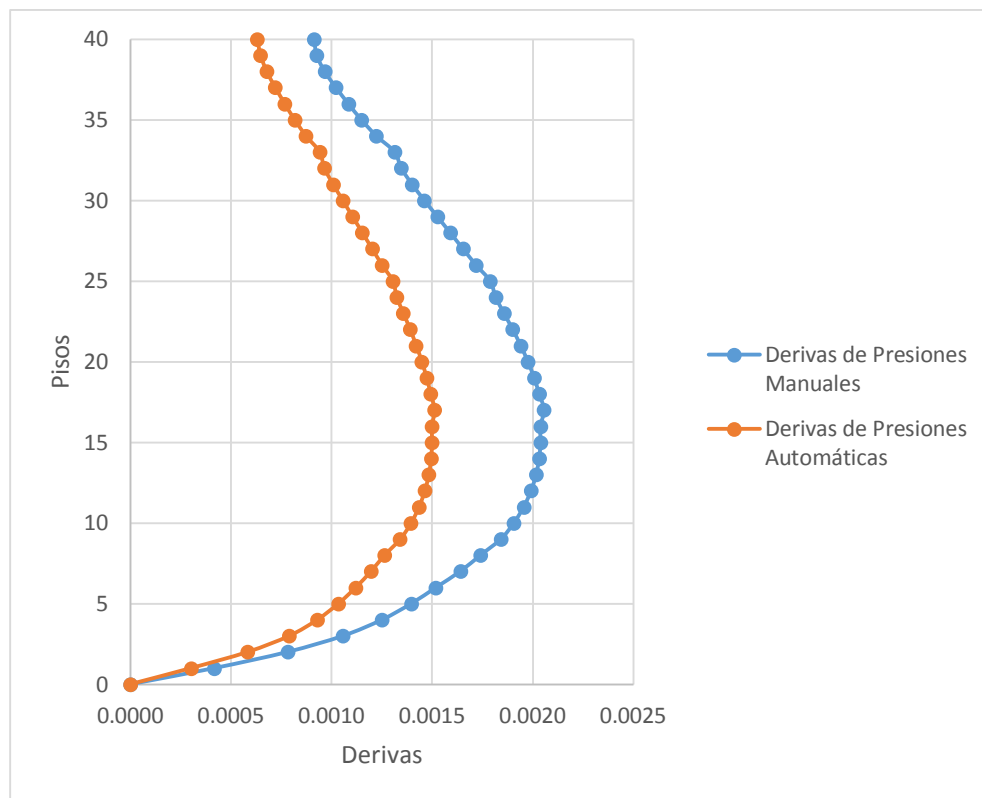


4.5.1.36 Gráfico de Momento 3-3,  
elevación 5 (máx. 39.2 tonf.m).

CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	37.80	1009.98	237.35	588.63	4.12	63.42
EJE F	4.33	499.97	120.23	155.92	0.27	29.87
EJE 3	37.80	1009.98	237.35	112.11	4.12	63.42
EJE 5	28.38	768.99	167.96	12.16	1.65	43.78

4.5.1.37 Cuadro de resumen de valores máximos de esfuerzos.

Como pasó en los casos anteriores, en este no es la excepción que los esfuerzos máximos mayores son generados por las cargas sísmicas.



4.5.1.38 Gráfico de derivas de cada piso debido a cargas de viento.

## 4.6 Comparación de efectos entre Cargas de Viento y de Sismo

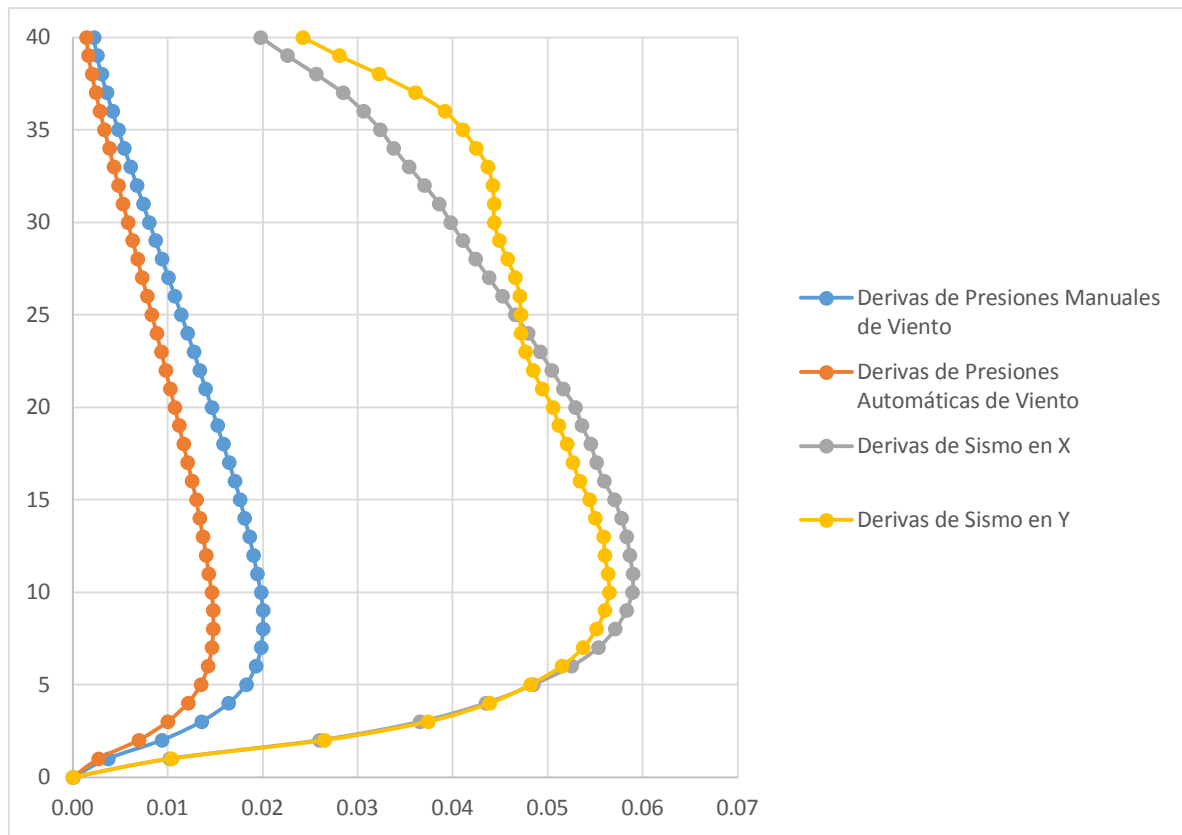
Como se pudo observar en la comparación de esfuerzos en cada caso, las cargas que dominarían el diseño de edificio serían las cargas sísmicas. Por lo tanto si se diseña para un terreno donde se tiene peligro sísmico y que el viento no es representante, es decir, en el caso de huracanes, tifones, entre otros, el diseño sería suficiente con considerar las cargas sísmicas.

A continuación se presenta el cuadro general de resumen de todos los esfuerzos en cada modelo.

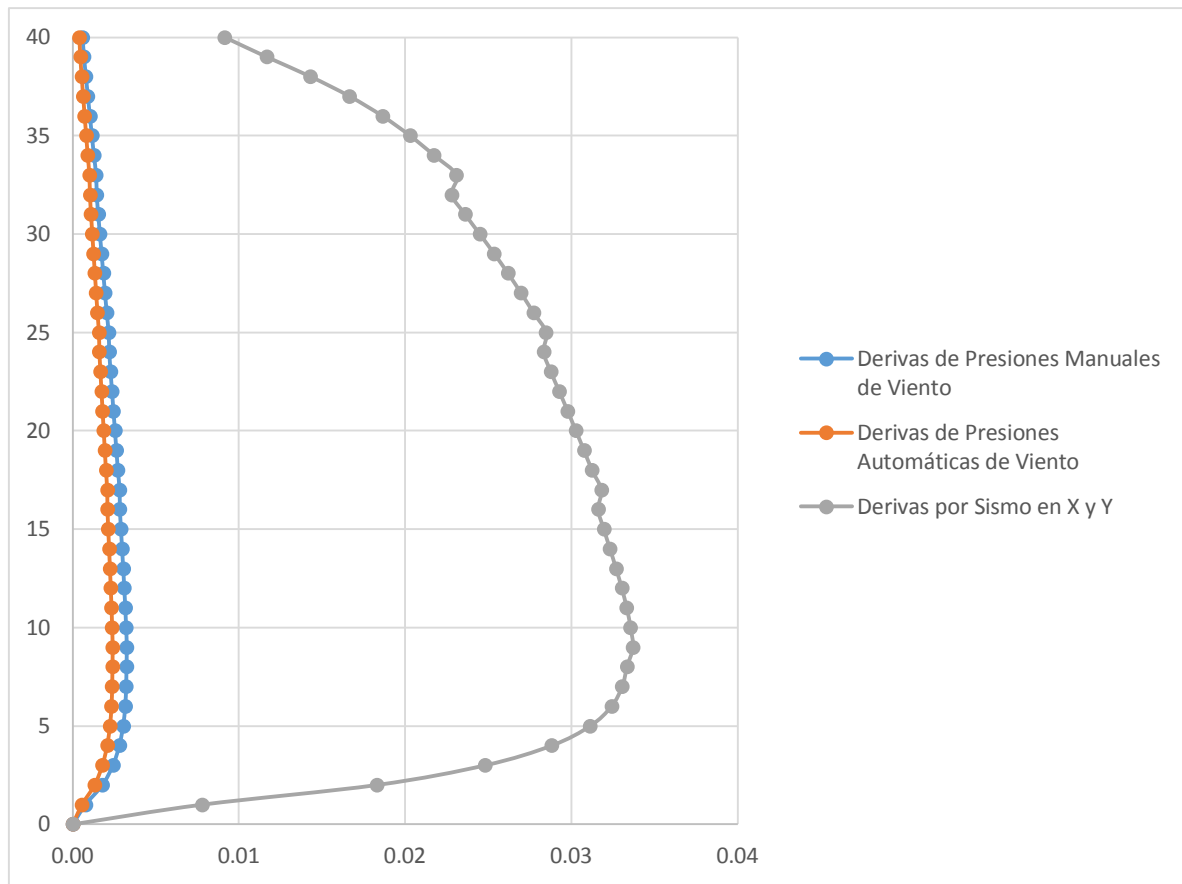
Cuadro de resumen de esfuerzos en todos los modelos considerados						
Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento						
CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	0.20	614.59	66.36	80.13	0.86	133.66
EJE F	0.70	607.36	60.07	79.99	0.08	45.30
EJE 3	0.53	613.91	66.36	0.30	0.86	133.67
EJE 5	0.70	614.59	65.53	0.65	0.16	135.32
Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento						
CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	0.14	924.27	126.27	136.45	0.51	92.97
EJE F	0.52	584.10	110.57	136.79	0.05	56.49
EJE 3	0.19	919.80	127.66	0.25	0.62	89.83
EJE 5	0.49	924.27	126.59	1.04	0.48	83.81

Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento con Diagonales Excéntricas						
CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	6.09	770.07	65.62	61.55	1.19	73.75
EJE F	38.28	699.54	117.57	157.19	0.71	26.83
EJE 3	38.28	709.07	117.32	22.81	1.44	73.75
EJE 5	13.57	459.86	48.81	11.53	1.16	77.77
Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento con Muros de Corte						
CUADRO DE RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE ESFUERZOS						
EJE	DINÁMICO X		DINÁMICO Y		VIENTO	
	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2	CORTE 3-3 (EJE Z) TON	MOMENTO 3-3 (EJE Z) T/M2
EJE C	37.80	1009.98	237.35	588.63	4.12	63.42
EJE F	4.33	499.97	120.23	155.92	0.27	29.87
EJE 3	37.80	1009.98	237.35	112.11	4.12	63.42
EJE 5	28.38	768.99	167.96	12.16	1.65	43.78

4.6.1.1 Cuadro de resumen de esfuerzos en todos los modelos considerados.

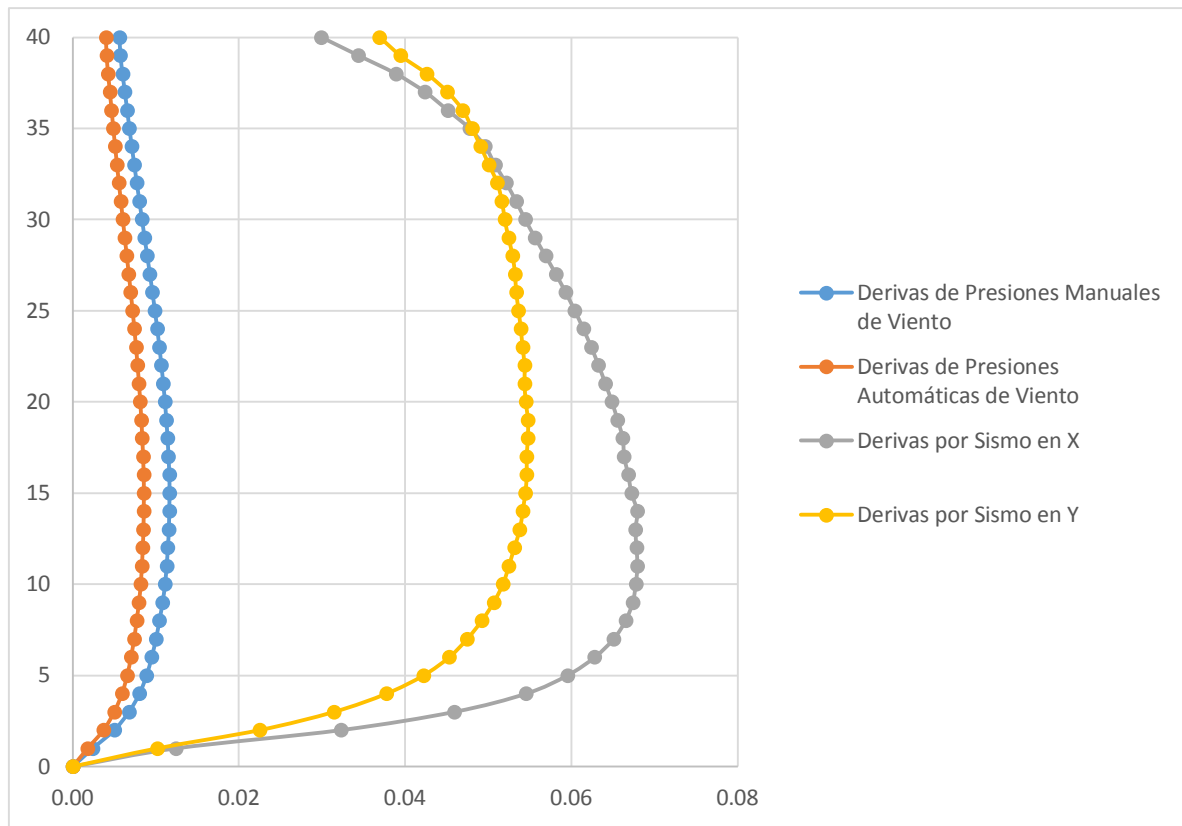


4.6.1.2 Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Acero Resistentes a Momento.

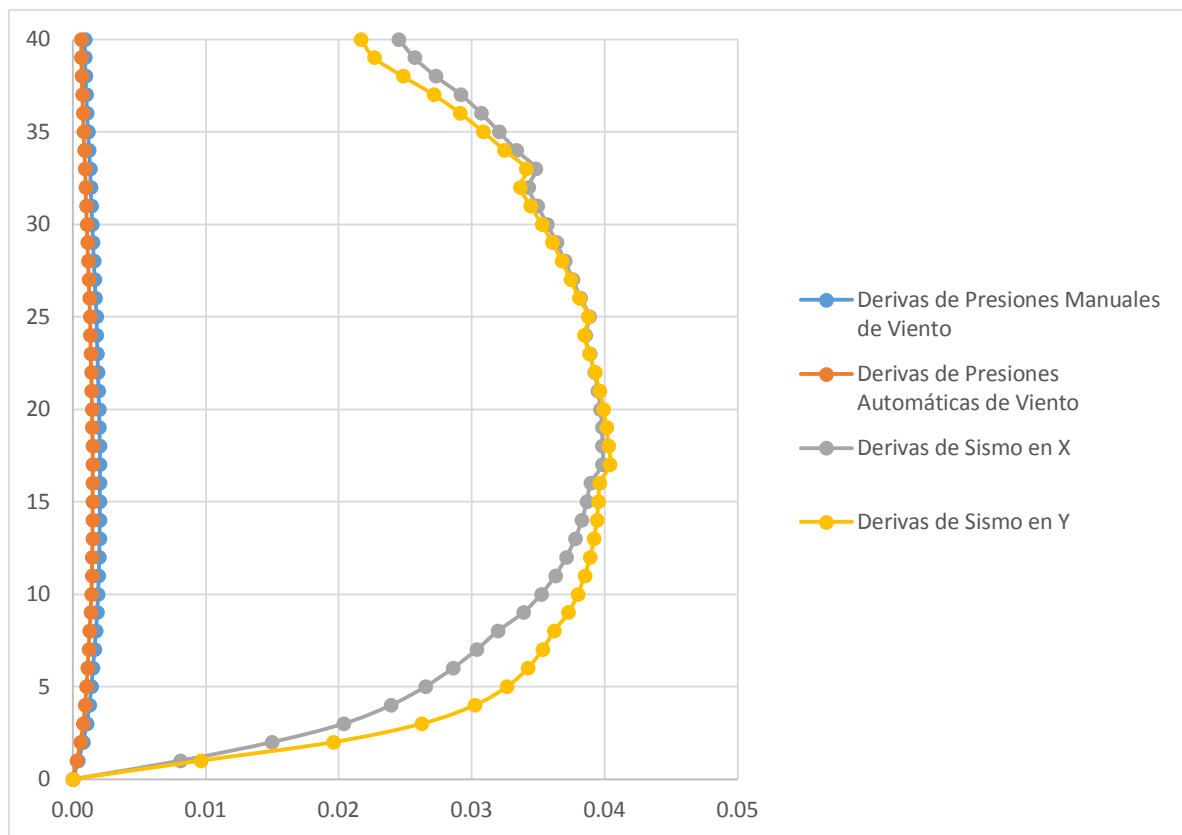


4.6.1.3 Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Hormigón Resistentes a Momento.





4.6.1.4 Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con Diagonales Excéntricas.

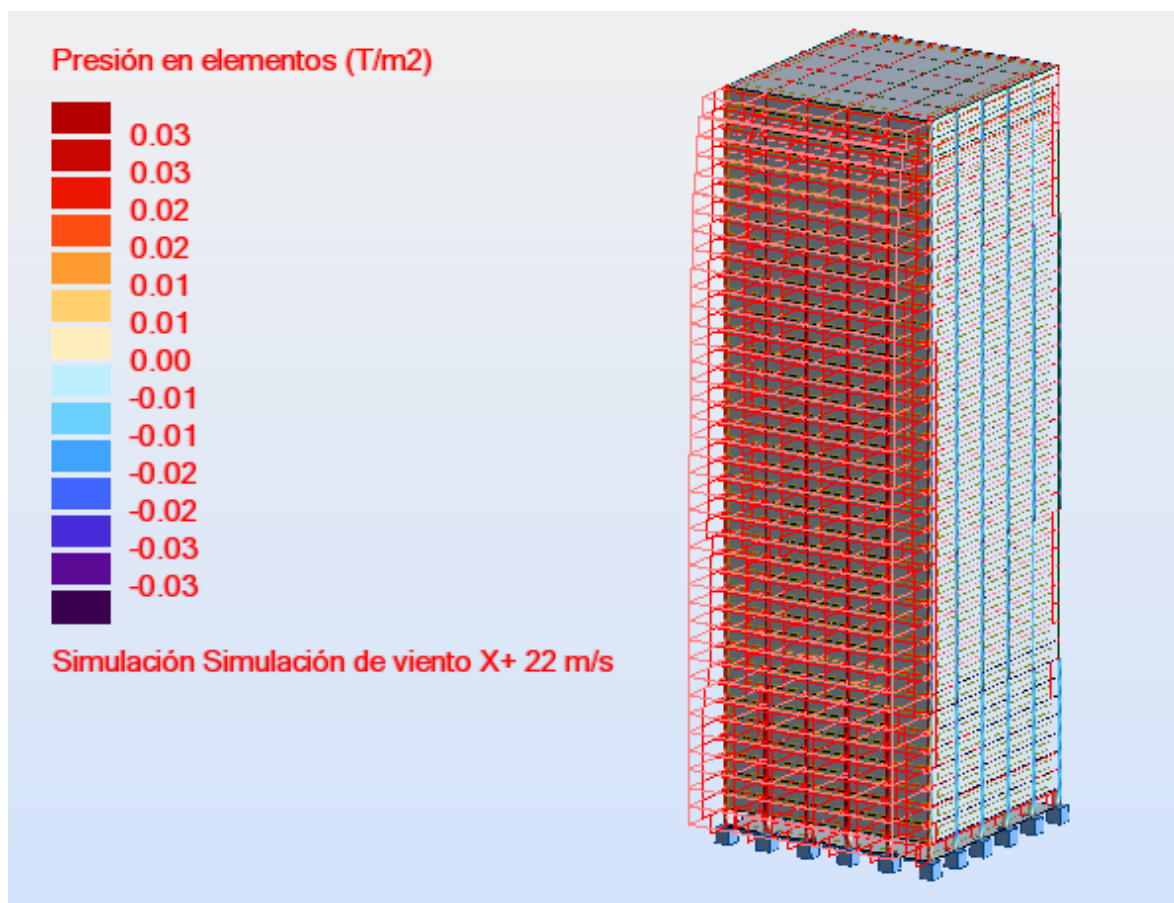


4.6.1.5 Derivas de Cargas de Sismo y Viento en el modelo de Pórticos de Hormigón Resistentes a Momento con muros de corte.

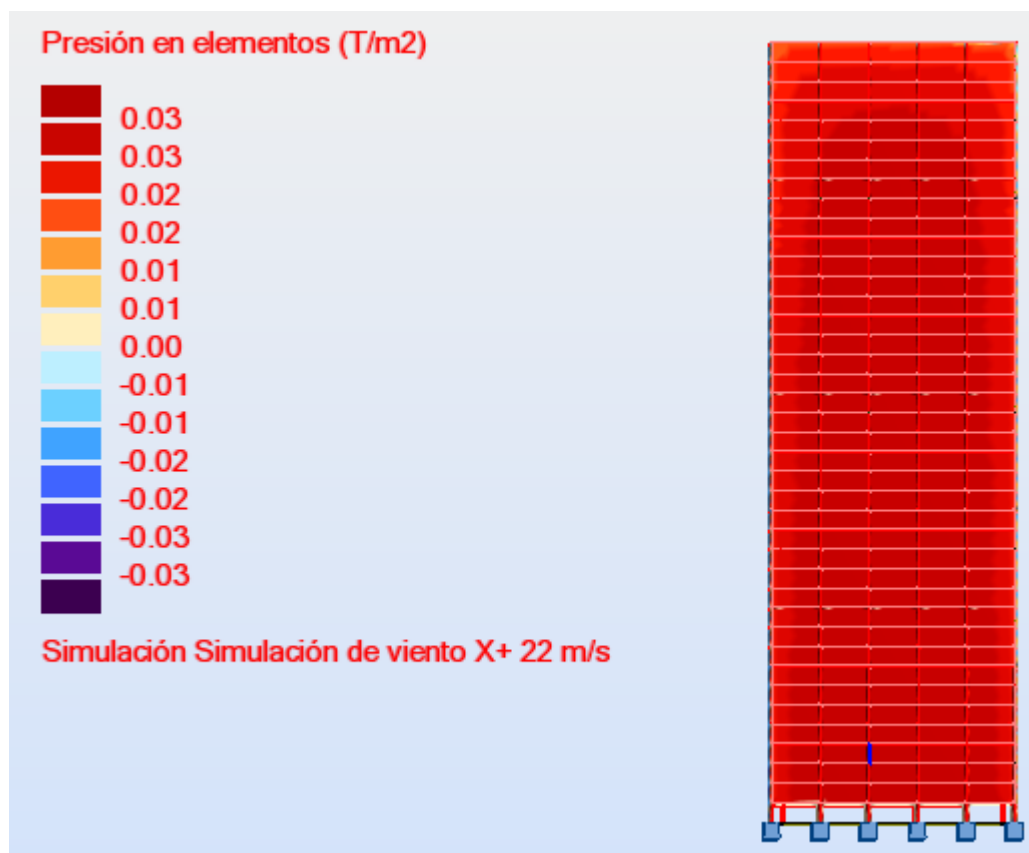
Modelo	Peso Estructura (Ton)	Periodos Modal 1 (seg.)	Corte Basal (Ton)	Derivas Máximas			Desplazamientos Máximos (m)		
				Sismo X	Sismo Y	Viento	Sismo X	Sismo Y	Viento
Pórticos de Acero	22891.71	8.6	1992.84	0.06	0.06	0.02	1.11	1.14	0.35
Pórticos de Hormigón	61581.71	6.4	3485.24	0.03	0.03	0.003	0.66	0.66	0.06
Pórticos de Acero con Diagonales Excéntricas	22492.1	7.5	2482.53	0.07	0.05	0.01	1.2	1.06	0.22
Pórticos de Hormigón con Muros de Corte	62705.29	5.4	6938.45	0.04	0.04	0.002	0.84	0.86	0.04

4.6.1.6 Cuadro de resumen de parámetros de los modelos.

Adicionalmente de manera de comprobación se realizó un modelo en el programa Robot Structural Analysis Professional de Autodesk en el cual se comprobó las presiones del viento en la dirección X en el lado de barlovento del edificio. Se muestra un gráfico con dichas presiones.



4.6.1.7 Gráfico de comprobación de presiones en dirección X en barlovento.



4.6.1.8 Gráfico de comprobación de presiones, vista en elevación del lado de barlovento en sentido X.

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

- En este caso de diseño en Quito se tiene cargas de viento con velocidades muy bajas de aproximadamente 22 m/s o 72 km/h, las cuales no generan una incidencia realmente relevante en el diseño, sobretodo en nuestro país donde se generan cargas sísmicas más fuertes que las cargas de viento, pero que en el caso correspondiente se debe realizar un análisis más detallado y con otros estudios más claros, como el estudio de Túnel de Viento que se nombre en la norma ASCE 7 – 10. En el caso de las derivas, comparando valores, se tiene que en el modelo de pórticos de acero resistentes a momento las cargas de sismo generan una deriva de piso máxima de 0.07 y para cargas de viento se tiene una deriva máxima de 0.02 la cual es aproximadamente el 30% de la deriva máxima de las cargas de sismo. Con esto se puede concluir que en el momento de realizar un diseño estructural, la carga de sismo ya incorporaría las cargas de viento las cuales tiene una incidencia no relevante.
- Al momento de comparar las derivas que se producen por las cargas de viento que se calcularon manualmente y las calculadas por el programa de manera automática, se puede observar que en todos los casos las derivas que pertenecen a las cargas de viento calculadas manualmente son mayores con un 0.005 de los valores calculados por el programa automáticamente.
- En el diseño de los diferentes modelos, se pudo observar que las cargas de viento son soportadas satisfactoriamente y tanto las derivas como los esfuerzos son mucho menores en el caso de las cargas sísmicas (aproximadamente un 30% de las derivas

de sismo), con esto se puede concluir que los diseños realizados son adecuados para resistir las cargas de viento que se generan en la ciudad de Quito.

## **5.2 Recomendaciones**

- Se recomienda aplicar la norma norte-americana ASCE 7 – 10 en la ciudad de Quito para diseño de edificios de altura por cargas de viento, la cual muestra una clara metodología de diseño y variedad en los elementos que permite diseñar, siendo una norma que se ajusta bastante a los requerimientos de nuestro país. Se deberá tener en consideración que la norma tiene capítulos y secciones que se podrían excluir para nuestro uso, como en el caso de tifones o huracanes.
- Se recomienda que se realice un análisis más profundo ya que se comparó solo un tipo de Corte y Momento en el análisis de los modelos y que para tener un estudio más detallado sobre la comparación de la incidencia de las cargas sísmicas y las cargas de viento en la estructura se deberá realizar una comparación con más esfuerzos y con posiciones.
- Se recomienda un estudio con la Norma Ecuatoriana de la Construcción actualizada debido a que el estudio se realizó con la antigua Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente hasta diciembre de 2014 y que esto se ve afectado en los valores para tomar en cuenta la influencia del sismo en la estructura, en coeficientes para calcular los espectros de diseño y su afectación con el coeficiente R que depende del tipo de estructura.
- Se recomienda para el caso del modelo con pórticos de hormigón con muros de corte, con fines de optimizar el modelo, el uso de los muros de corte en los extremos de la

edificación, en la misma ubicación donde están ubicadas las diagonales excéntricas del caso de pórticos de acero, ya que en este caso los muros poseen una mayor distancia del centro del edificio y por esto funcionarían de una manera mejor en caso de cargas dinámicas, brindando mayor rigidez a la edificación.

- Se recomienda también en el caso del modelo con pórticos de acero que se diseñe las columnas de manera mixta, es decir, utilizando las mismas secciones huecas tipo cajón pero que se rellene con hormigón, así se podría reducir las secciones de acero.



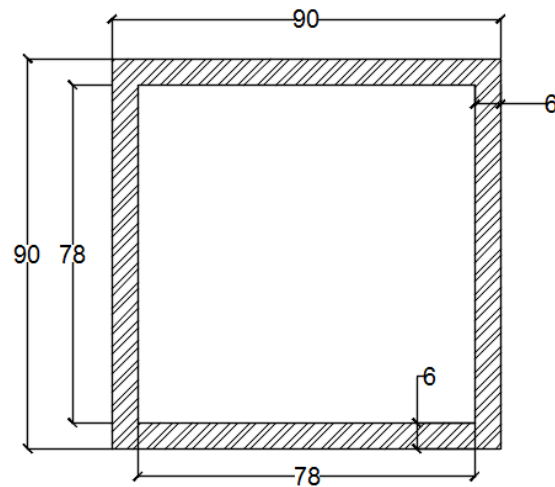
## 6 ESQUEMAS DE SECCIONES

Todas las secciones que se utilizaron en los modelos se presentan a continuación, que son, las secciones que satisfacen adecuadamente el diseño por viento, el cual, es el objetivo del trabajo presente.

### 6.1 Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento

Las secciones de las columnas son las siguientes, dimensiones en mm:

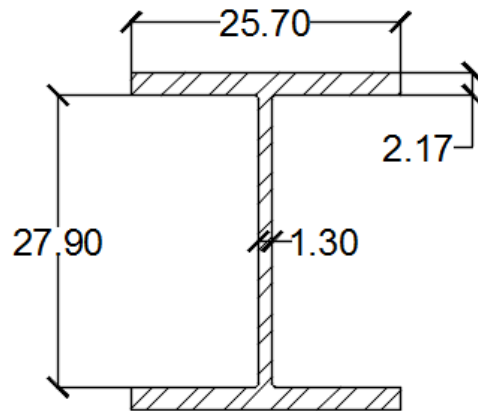
- 900x900x60x60
- 800x800x50x50
- 700x700x50x50
- 700x700x40x40
- 600x600x50x50
- 600x600x40x40



6.1.1.1 Esquema de las columnas tipo cajón de acero, medidas en cm.

Para el caso de las vigas principales se utilizó las siguientes secciones:

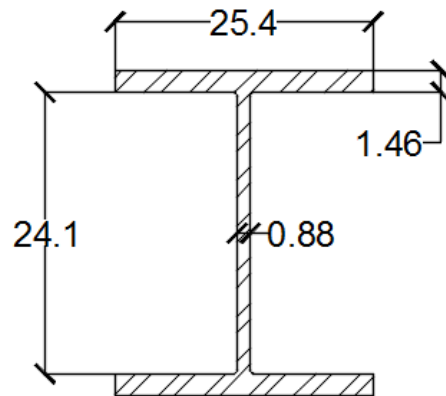
- w14x74
- w14x82
- w14x109
- w14x132



6.1.1.2 Esquema de la viga W14x82, dimensiones en cm.

Para las vigas secundarias donde se apoya la losa tipo Deck en todos los modelos se utilizó las siguientes secciones:

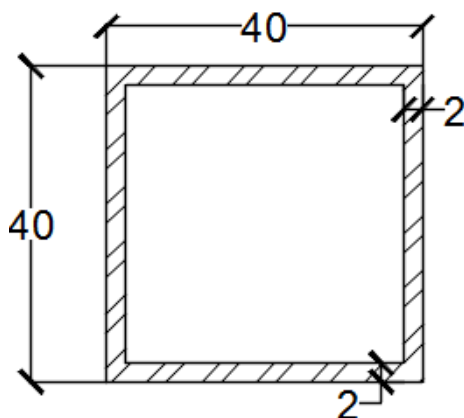
- W12X53
- W12X30



6.1.1.3 Esquema de la viga W12x53, dimensiones en cm.

## 6.2 Modelo de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento con Diagonales Excéntricas

Para este modelo se utilizaron las mismas dimensiones de las secciones anteriores pero que a diferencia se aumentaron en el modelo las diagonales que tienen las siguientes dimensiones.



6.2.1.1 Esquema de las secciones cajón utilizadas para diagonales, dimensiones en cm.

## 6.3 Modelo de Pórticos Especiales de Hormigón Resistentes a Momento

Para este modelo se utilizaron secciones cuadradas para las columnas y secciones rectangulares para las vigas, las cuales en el caso de las columnas varían sus dimensiones conforme se sube en la altura.

Para las columnas se utilizaron las siguientes secciones:

Para columnas exteriores se utilizaron las siguientes secciones, dimensiones en cm:

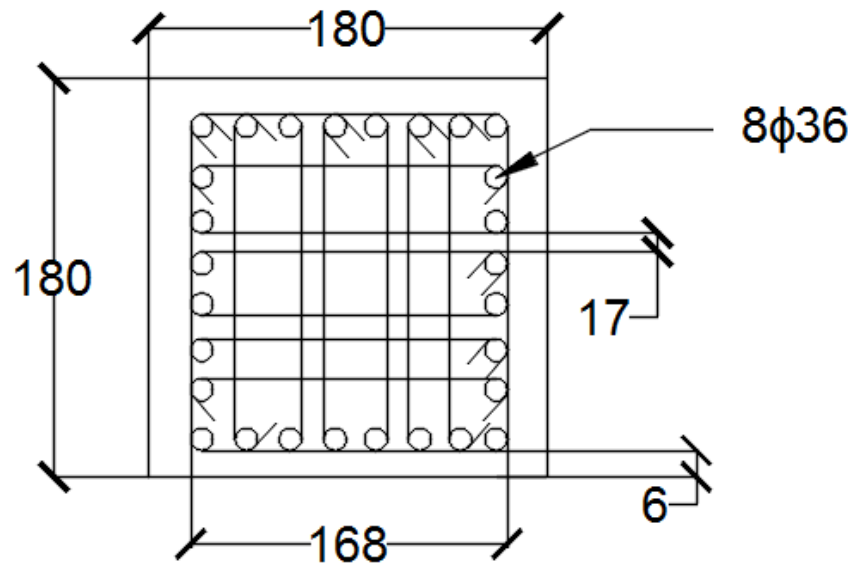
- 100x100
- 120x120
- 130x130
- 150x150
- 160x160

Para las columnas interiores se utilizaron las siguientes secciones, dimensiones en cm:

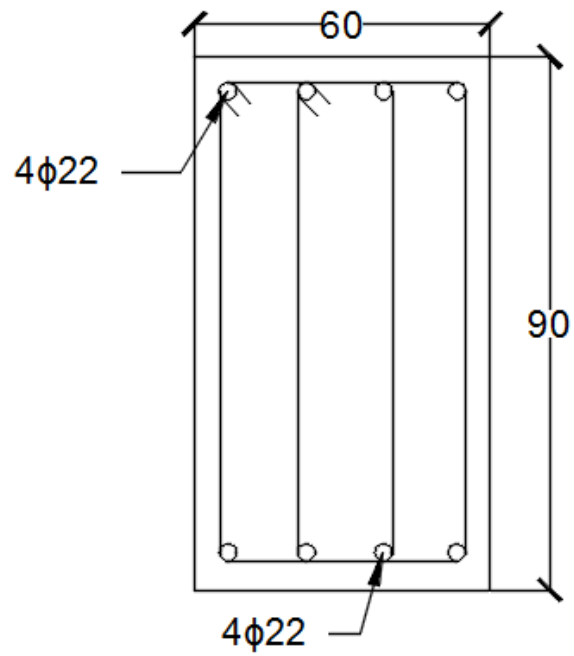
- 100x100
- 120x120
- 140x140
- 160x160
- 180x180

Para las vigas principales se utilizó una sección única de las siguientes dimensiones en cm:

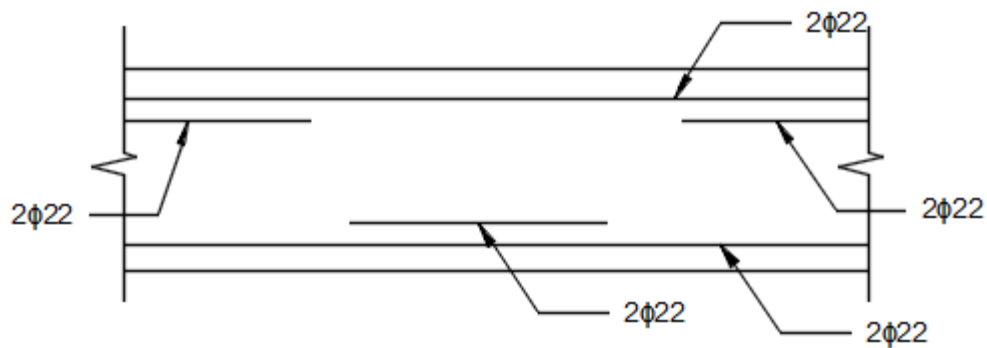
- 90x60



6.3.1.1 Esquema de la sección de hormigón 180x180 en cm.



6.3.1.2 Esquema de la viga de hormigón utilizada para vigas principales, dimensiones en cm.



6.3.1.3 Es quema del diseño de una viga con su acero de refuerzo longitudinal.

En este trabajo no se detalla el acero de refuerzo necesario en cada columna o viga del edificio.

## 7 REFERENCIAS

- ASCE. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. En ASCE, *Wind Loads: General Requirements* (págs. 241-243). Virginia: ASCE.
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *NEC 11 - Diseño Sísmico*. Quito: Convenio Miduvi - Cámara de la Construcción de Quito.
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11*. Quito: MIDUVI.
- DIPAC MANTA. (29 de Diciembre de 2014). *DIPAC MANTA - PERFILES*. Obtenido de [www.dipacmanta.com](http://www.dipacmanta.com)
- Edificae Vilssa. (Julio de 2014). *Edificae Vilssa - Revista de Arquitectura y Construcción*. Obtenido de <http://www.construccion-y-reformas.vilssa.com/articulos/construir-con-paneles-de-hormigon-prefabricado>
- Ing. Alex Hurtado. (2013). *Distribución de las estaciones por viento*. Quito.
- Ing. José María Canciani, Arq. Cecilia Cei. (2009). *Edificios de Altura - Acción del Viento*. Buenos Aires: Universidad de Buenos Aires.
- INIFED. (2011). Normas y Especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones. En INIFED, *Seguridad Estructural, Diseño por Viento* (pág. 1). Mexico DF.: INIFED.
- Periódico Crónica. (Octubre de 2014). *Periódico Crónica*. Obtenido de La necesidad de incluir muros de cortante en las estructuras de edificación: <http://cronica.com.ec/index.php/opinion/item/69708-la-necesidad-de-incluir-muros-de-cortante-en-las-estructuras-de-edificaci%C3%B3n>
- Placas Alveolares. (Julio de 2014). *Placas Alveolares*. Obtenido de <http://hormigon.placasalveolares.com/>

- Rodríguez, Héctor Soto. (2009). Manual de Criterios Generales para la Estructuración de Edificios de Acero. En *Cap. 5 Criterios de Estructuración* (pág. 484). Morelia: GERDAU CORSA.
- SkyscrapersCity. (Julio de 2014). *SkyscrapersCity*. Obtenido de <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=633339&highlight=torre+reforma&page=184>
- The New Zealand Digital Library. (Julio de 2014). *The New Zealand Digital Library*. Obtenido de <http://www.nzdl.org/gsdllmod?e=d-00000-00---off-0who--00-0----0-10-0---0---0direct-10---4-----0-11--11-en-50---20-about---00-0-1-00-0-0-11-1-0utfZz-8-00&a=d&cl=CL1.13&d=HASH01df1dd535e2f3ad423c5aef.7.7.2>
- Universidad Nacional de Colombia. (Julio de 2014). *Facultad de Ingeniería y Arquitectura*. Obtenido de <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%207/FORMAS%20VERTICALES.HTM>
- Williams, A. (2014). *Seismic and Wind Forces Structural Design Examples 4th edition*. International Code Council.